



TITLE:

# コンクリートの時間依存性ひずみ と構造物の設計手法に関する研究( Dissertation\_全文)

AUTHOR(S):

橋場, 盛

---

CITATION:

橋場, 盛. コンクリートの時間依存性ひずみと構造物の設計手法に関する研究. 京都大学, 2001, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2001-09-25

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r10781>

RIGHT:

コンクリートの時間依存性ひずみと  
構造物の設計手法に関する研究

平成 1 3 年 5 月

橋 場 盛

# 目 次

## 第 1 章 序論

1 . 1	研究の目的	1
1 . 2	論文の構成	2

## 第 2 章 既往研究の概要

2 . 1	建設材料のクリープ現象	5
2 . 2	コンクリートの時間依存性ひずみの特性	7
2 . 3	時間依存性ひずみの生成機構	10
2 . 4	時間依存性ひずみに影響する要因	11
2 . 5	時間依存性ひずみの予測	17
2 . 6	コンクリート構造物の設計における時間依存性ひずみの取扱い	24
	参考文献	30

## 第 3 章 時間依存性ひずみの予測がコンクリート構造物に 及ぼす影響に関する研究

3 . 1	研究の課題と目的	33
3 . 2	時間依存性ひずみによる部材応力度の算定における問題点と逐次 法による解法	33
3 . 3	時間依存性ひずみの予測が部材の応力および変位に及ぼす影響	45
3 . 4	まとめ	73
	参考文献	74

## 第 4 章 時間依存性ひずみが複合コンクリート舗装版の性 能に及ぼす影響に関する研究

4 . 1	研究の概要	75
4 . 2	複合コンクリート舗装版の解析手法	77
4 . 3	複合コンクリート舗装版の時間依存性ひずみに対する性能の照査、 および性能確保のための施工上の対策	90
4 . 4	まとめ	119
	参考文献	121

## 第5章 時間依存性ひずみがプレストレストコンクリート

### 橋の性能に及ぼす影響に関する研究

5.1	研究の概要	123
5.2	時間依存性変位および応力に関わる性能の照査手法	126
5.3	プレストレストコンクリート有ヒンジラーメン橋の性能照査	137
5.4	まとめ	158
	参考文献	159

## 第6章 時間依存性ひずみが拡幅されたプレストレストコ

### ンクリート橋梁の性能に及ぼす影響に関する研究

6.1	研究の概要	161
6.2	拡幅プレストレストコンクリート橋梁の性能の照査方法	163
6.3	拡幅プレストレストコンクリート橋梁の性能確保のための 解析的研究	170
6.4	まとめ	180
	参考文献	181

## 第7章 時間依存性ひずみが鋼・コンクリート複合構造物

### の性能に及ぼす影響に関する研究

7.1	研究の概要	182
7.2	性能に関する要求事項および性能阻害に対する対策	183
7.3	R C 高欄の性能照査およびその標準化	198
7.4	まとめ	215
	参考文献	217

## 第8章 結論

8.1	本研究の成果	219
8.2	設計実務者の今後の姿	222
	参考文献	224

# 第 1 章

序

論

## 1.1 研究の目的

コンクリートのクリープ、さらに乾燥収縮の現象は古くから知られており、コンクリート構造物、とくにプレストレストコンクリート構造物の設計においては、重要な設計要因である。その予測を誤れば、構造物に過大な変形が生じたり、あるいは落橋等の最悪の事態をも招きかねない。反対に、過大に評価すると、構造断面内に鉄筋やP C鋼材などの補強鋼材を多く配置することとなり、構造物の経済性を損なうこととなる。したがって、クリープおよび乾燥収縮の現象予測を適切に行い、その結果を設計に反映させることが肝要である。

近年、兵庫県南部地震による構造物の震災復旧、あるいはその後の新設構造物を設計するなかで、構造物の性能を規定しそれを照査する新たな設計法である性能照査型の設計(性能設計)が注目されてきた。このような考え方は、構造物あるいはその構成要素である部材の耐震性能を評価することのみでなく、構造物の使用性能評価にも適用されようとしている。すなわち、使用性能、安全性能(耐荷性、耐震性)など構造物に要求される各種性能に関して、設計レベルを設定し、その性能が確保されていることを保証する設計法である。この性能保証を照査するために適切な手段(照査設計手法)が必要となっている。

コンクリートのクリープ・乾燥収縮は、主にその構造物の使用性能に関わる要因で、その予測に関しては、国内外のコンクリート構造物の設計基準に予測式(予測値)が示されている。しかし、これらは材料としての予測式あるいは予測値であり、コンクリート構造物としてのものではない。コンクリート構造物においては、断面内に配置された補強鋼材はクリープや乾燥収縮を生ぜず、コンクリートがクリープや乾燥収縮するのを拘束するように働く。この拘束メカニズムをより現象に忠実な形で設計計算に組み込む必要が生じる。

このような拘束メカニズムによる構造物内のコンクリートおよび補強鋼材の応力は次のように変化する。構造物を構成する部材のコンクリート断面は、持続荷重によって生じる応力によってクリープひずみが、またコンクリートそのものの乾燥収縮によって収縮ひずみが生じる。一方、コンクリート断面内に配置された補強鋼材は、一般に使用される応力/強度比ではクリープ現象は生ぜず、また乾燥収縮現象も見られない。したがって、コンクリートに生じるクリープ、乾燥収縮によるひずみは、これらのひずみが生じない断面内の補強鋼材によって拘束され(このことを内部拘束と呼んでいる。)、その結果(内部)拘束応力を生じる。さらに連続桁構造やラーメン構造のような不静定構造物では、この内部拘束を含めた部材の変形が支点(境界)条件によって拘束され、新たな拘束(この拘束を外部拘束と呼んでいる。)応力が発生する。

このようにして生じた応力も、構造物に作用する持続的な外荷重(たとえば、死荷重)によって生じた当初応力と同様に、新たなクリープひずみをもたらす。このクリープひずみもまた、コンクリート部材断面内の補強鋼材によって拘束されて、拘束応力を生じさせる。このようにクリープひずみそのものも一定ではなく、時間の経過とともに増加し、拘束応力も増加していく。以上のように、拘束応力は即時的ではなく、経時的に変化する応力であることが特徴である。

コンクリート構造物の形式の多様化も、経済性や施工性等の観点から目覚ましい。材料としての、コンクリートと鋼、コンクリートとコンクリートなどを組み合わせた合成、複合、さらに混合構造などが採用されている。これらの構造形式においても、コンクリート

のクリープ・乾燥収縮問題は、構造物の性能に大いに関係している。

構造物のひずみや変形を時間とともに変化させる要因として、構造物を取り巻く大気の大気温度変化が挙げられる。コンクリートと鋼との熱的特性の違いが、上記の構造形式では大きく影響して内的な拘束をもたらす、ひびわれなどによって性能が阻害される事例も報告されている。

従来、コンクリート構造物としてのクリープ・乾燥収縮の設計上の取扱いは、上述のような複雑な過程を忠実に解析することの煩雑さから、いくつかの簡便な解析手法が提案され、採用されてきた。このような方法では、とくに応力の経時変化に着目されることが多く、たわみなどの構造物の変形があまり議論されていないのが現状である。しかし、近年のパソコンに代表される小型計算機の進歩が著しく、複雑な計算を安価で短時間に行うことが可能となっている。このような計算機の性能を生かした解析手法を用いて、構造物の応力、さらに変形の経時的変化を忠実に再現することが、性能設計における性能照査の水準を高める上で重要である。

本研究では、上述のようなコンクリート構造物の応力や変形が時間とともに変化する現象と、設計上の課題である構造物の使用性能を主眼に置いている。このような現象として、コンクリートのクリープ・乾燥収縮と温度変化を取り上げる。とくに、クリープ・乾燥収縮問題においては、その現象の数学的近似に基づく厳密解に近い形で解析する逐次法を用いる。

構造物の構成材料であるコンクリートのクリープや乾燥収縮の予測の違いが、構造物の応力や変形にどのような差異をもたらすか、また性能に如何に影響するかを明らかにし、性能設計における照査の方法を、さらに性能を確保するための対策を示すことを目的としている。

上述のようにコンクリートのクリープ・乾燥収縮は、コンクリート材齢の経過とともにそのひずみが変化する現象であり、本研究ではこのような挙動を時間依存性と総称し、そのひずみを時間依存性ひずみと呼ぶこととする。

## 1.2 論文の構成

本論文は、以下の章で構成している。

第2章では、コンクリートおよびコンクリート構造物のクリープ・乾燥収縮に関する既往研究をまとめ、本研究の意義と方向を明確にしている。

2.1では、建設材料のクリープ現象を概述している。2.2～2.4では、コンクリートとしてのクリープおよび乾燥収縮の現象について述べている。まず、クリープの機構、定義、影響要因について、さらに持続応力の種類に関係した各種クリープの特性についてまとめている。つづいて、乾燥収縮の機構および定義、影響要因に関して述べている。

2.5では、これらクリープおよび乾燥収縮の予測に関して整理した。まず、クリープに関する各種予測モデルについて、また乾燥収縮の予測についてまとめた。さらに、国内外の設計基準における予測(式)を中心に整理し、後章の解析的研究で参照している。

2.6では、コンクリート構造物におけるクリープ・乾燥収縮の設計上の取り扱いについてまとめている。まず、クリープの時間経過に伴う変化、すなわちその進行曲線に関する

基本法則を述べた。その後、構造部材断面におけるこれらの影響の評価法について、さらに構造物における評価法をまとめ、コンクリートの時間依存性ひずみに関する設計上の取扱いについての現状を記し、本研究に用いる解析法の優位性について触れている。

第3章では、国内の代表的設計基準に採用されているコンクリートの時間依存性ひずみの予測に関して比較検討し、その予測が、構造物の応力や変形に如何に影響するかを解析的に考察している。

まず3.2では、現行基準に採用されているPC鋼材応力度の算定式を取り上げ、その中に含まれる仮定や近似などの問題点を指摘した。さらに、本研究に用いる逐次法について記してその優位性を示した。3.3では、解析に用いる構造形式および条件を明らかにし、幾つかの解析要因ごとに結果を整理して示した。また、性能照査のための指標と言える構造部材の応力や変形に着目して、その大きさおよび時間的变化について考察して、3.4にまとめている。

第4章では、コンクリートとコンクリートとの複合構造であるコンクリート舗装版について、その性能を阻害する舗装版端部の浮きや剥離と言った損傷を対象としている。

4.2では、既往研究を紹介してその問題点を指摘し、性能照査のための新たな手法を示した。4.3では、性能に影響を及ぼす時間依存性ひずみなどの要因を明らかにし、上記の問題を解決する方法を示した。さらに、性能を確保するための施工的対策について考察して、4.4でまとめた。

第5章では、プレストレストコンクリート有ヒンジラーメン橋を取り上げ、その性能を評価する指標である構造物の応力や変形に及ぼす時間依存性ひずみの予測の影響について考察している。

5.2では、性能に影響する要因について考察し、その照査手法を示している。5.3では、実橋のたわみ計測結果を用いて各要因の影響度を明らかにして、その変形挙動を考察した。さらに、性能を照査し、これらを5.3にまとめている。

第6章では、プレストレストコンクリート橋の拡幅と時間依存性ひずみに関わる性能を取り上げた。

6.2では、拡幅されたプレストレストコンクリート橋に要求される性能と、その照査のための手法について述べた。6.3では、まず同橋の時間依存性ひずみによる構造物応答を明らかにした。その結果を踏まえて、性能確保のために要求される一体化時期について言及して、6.4にまとめている。

第7章では、鋼とコンクリートとの複合構造として、鋼床版箱桁上RC壁高欄の性能について取り上げている。

7.2では、RC高欄としての要求性能を明らかにし、その阻害要因を解析的に推定している。さらに、構造および材料的改良を検討し、試験施工によってその達成度を確認した結果を記述している。7.3では、性能の照査についてその方法と結果、およびRC高欄の標準



化について述べている。また、促進試験によって実験的に検証した結果を記した。7.4 でこれらの成果をまとめている。

第8章では、これら時間依存性ひずみと構造物の性能に関してえられた研究の成果を8.1でまとめている。

8.2 では、これらの知見を設計実務の場面での配慮事項として整理している。さらに、構造物のライフサイクルを明らかにした上でその要求性能を保持するために、維持管理法、使用材料、設計法、さらに施工法をデザインする役割を設計者が果たすべきであることを強調している。最後に、構造物を人間の顔をした科学的な性能で表現することの必要性和、その銘板に設計者名を復刻させる意義の再確認を述べ、結語としている。

## 第 2 章

### 既往研究の概要

## 2.1 建設材料のクリープ現象

コンクリート、岩石、金属など多くの建設材料の力学的挙動として、変形が即時的な弾性あるいは塑性以外に、変形が時間とともにゆっくりと進行する特性がある。この現象がクリープと呼ばれている。

このクリープは、ある一定な環境条件(たとえば、温度や湿度など)下で一定荷重を載荷したとき、変形が時間に依存して増加することであるが、一方ある荷重で生じる即時的変形を拘束したとき、荷重が時間とともに減少する現象も知られている。これをレラクセーションと呼んでいる。これら2つの現象はいわば表裏の関係にあり、荷重とその応答である変形のうち、どれを一定に保持するかによってこれらの現象は区別される。

実際の構造物において、とりわけプレストレスを導入したコンクリート構造物では、荷重(ここでは、プレストレス)も変形も一定に保持することが困難なために、クリープとレラクセーションが併存した形態となる。しかし、一般に工学的理論では、とりわけ設計に関する理論では、近似的であるとしても合理性を失わない程度に現象のモデル化が行われ、その際に簡便化がなされている。上記のプレストレストコンクリート構造物では、その構成材料ごとに簡略化がなされている。すなわち、プレストレスが導入されるコンクリートに関してはクリープを、またプレストレスを導入するPC鋼材に関してはレラクセーションを考慮する方法がとられている<sup>1)、2)</sup>。

クリープ現象を定義する基本量は、ひずみ( )、応力( )および時間( $t$ )である。材料定数は各種要因に依存する。たとえば、金属材料では温度に、コンクリートでは湿度、部材寸法などに関係する。クリープ曲線はクリープ試験によってえられたひずみ - 時間の関係を表す線図で、荷重あるいは応力、および温度などの影響要因における材料の特性を示す。図-2.1<sup>3)</sup>は炭素鋼のクリープ曲線の例で、引張試験片を一定温度( $T=500$  )に保ち、一定の引張力を載荷したときの載荷後の各時間におけるひずみをプロットしたものである。

右図のような、ある一定な引張力でクリープ試験を行い、生じたひずみから求めたひずみ速度を図化すると図-2.2<sup>4)</sup>のような結果がえられる。この図では載荷直後からクリープ速度の大きさが減少し、その後ほぼ一定となり、そして増加する3つの段階が観察される。これらの各段階は第1期クリープ、第2期クリープ、さらに第3期クリープと呼ばれたり<sup>3)</sup>、1次・2次・3次クリープ、あるいは遷移・定常・加速クリープとも呼ばれている<sup>4)、5)、6)</sup>。

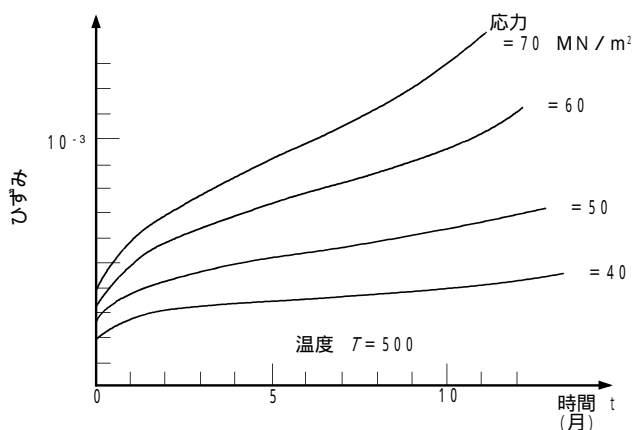


図-2.1 炭素鋼のクリープ曲線<sup>3)</sup>

コンクリート構造物の供用期間は50年から100年前後と長い。一般に、第1期クリープ段階期間内にこの供用期間が含まれ、かつ第2期クリープ期間が短いので、図-2.3<sup>4)</sup>に示すように第1期クリープの直線近似が可能である。もちろん、この結果クリープ過程の初期段階では誤差を生じるが、その誤差はクリープの進行に伴って次第に小さくなる。このような簡便化は設計上許容される場合が多く、コンクリート構造物の設計基準に取り入れ

られてきた<sup>1),2)</sup>。

このような線形化された第Ⅰ期およびⅡ期クリープの定常クリープが、クリープに関する設計あるいは研究の対象となるのが一般的で、従来研究の大部分もそういった内容であったと言える。本研究でも定常クリープの領域を取り扱っている。

しかし、コンクリートの若材齢における硬化による収縮ひびわれ、あるいは硬化時に発生する硬化熱による温度ひびわれの防止には、クリープによる応力緩和が大きく寄与する。したがって、第Ⅲ期クリープ段階の非定常な減速クリープに関する研究も重要であり、この方面での研究成果の蓄積が望まれている<sup>7)</sup>。

(線形化された)クリープ曲線(図-2.3)からひずみは次式で表される。なお、ひずみは応力および温度 $T$ に関係するとする(この場合、金属材料が当てはまる)。

$$\varepsilon = F(\sigma, T) + G(\sigma, T)t \quad (2.1)$$

ここで、

$F(\sigma, T)$ : 線形化されたクリープ曲線の切片

$G(\sigma, T)$ : 線形化されたクリープ曲線の傾き

つぎに、ある時間に応力が変化した場合、次式で表される。同様に、温度が変化する場合にも同じ結論がえられる。

$$\varepsilon = F(\sigma, T) + \int_0^t G(\sigma, T) dt' \quad (2.2)$$

式(2.1)は全ひずみ理論と、また式(2.2)はひずみ増分理論と呼ばれている。これらの理論は応力および温度が一定なときには等価であるが、応力あるいは温度が時間とともに変化する場合には、ひずみ速度は $(dG/dt)t$ だけ異なる。全ひずみ理論はクリープ一般を記述するには不適當であるが、設計への応用を目的としたときには、その数学的簡単さから用いられてきた<sup>1),2)</sup>。なお、一定な応力および温度下でのクリープ過程のひずみは、つぎのように形式的に2つの成分に分離して取り扱われることが多い。

$$\varepsilon = \varepsilon^{(i)} + \varepsilon^{(c)}$$

ここで、

$$\text{瞬間ひずみ: } \varepsilon^{(i)} = F(\sigma, T)$$

$$\text{クリープひずみ: } \varepsilon^{(c)}: \frac{d\varepsilon^{(c)}}{dt} = G(\sigma, T) \quad (2.3)$$

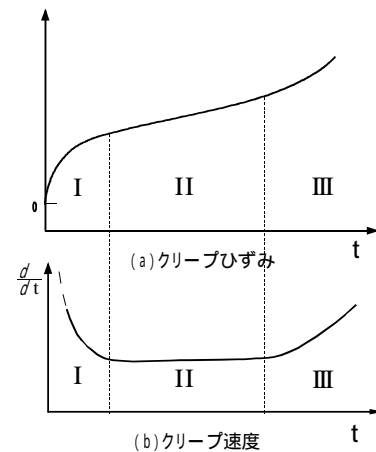


図-2.2 一定応力クリープ試験で観察されるひずみとひずみ速度

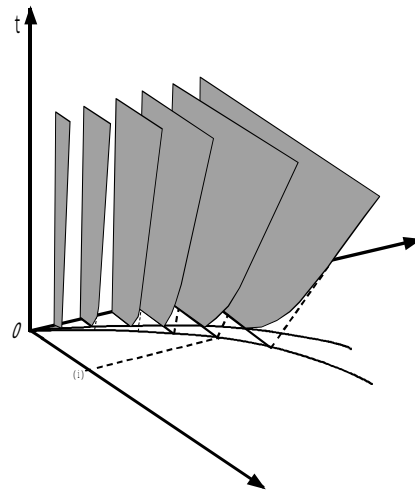


図-2.3 応力～ひずみ～時間空間における線形化したクリープ曲線<sup>4)</sup>

関数  $F$  および  $G$  は、それぞれの材料の特性によって決定されるもので、数多くの実験成果に基づいて様々な提案がなされている。また、国内外の設計基準類にも採用されている。

## 2.2 コンクリートの時間依存性ひずみの特性

### 2.2.1 コンクリートの時間依存性ひずみ

コンクリート構造物を構成するコンクリートには、構造物に作用する荷重による即時的なひずみの他に、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮、さらに構造物の温度変化等によるひずみが生じている。これらのひずみは経時的に変化し、図-2.4<sup>8)</sup>のように模式的に示され、次式のように表される。なお、図中ではコンクリートの弾性係数が経時的に増加する特性を考慮している。

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_e(t) + \varepsilon_c(t) + \varepsilon_{sh}(t) + \varepsilon_T(t) \quad (2.4)$$

ここで、

$\varepsilon(t)$ : ひずみ

$\varepsilon_e(t)$ : 即時ひずみ (弾性ひずみ)

$\varepsilon_c(t)$ : クリープひずみ

$\varepsilon_{sh}(t)$ : 収縮ひずみ

$\varepsilon_T(t)$ : 温度変化によるひずみ

このようにコンクリートのひずみは、温度が一定で、乾燥収縮や弾性係数の変化がなく、かつ荷重も変化しないとしても時間の経過とともに増加する性質がある。これをクリープと呼んでいるが、1905年に Woolson によって初めて明らかにされたといわれている<sup>8)</sup>。このクリープ現象は、過去において(プラスチック)フロー、塑性降伏、あるいは塑性変形とよばれたが、今日的にはクリープという用語が普遍的に用いられている<sup>9)</sup>。

硬化したコンクリートは湿潤状態で膨張し、乾燥状態で収縮する。この収縮現象を乾燥収縮と呼んでいるが、そのほかに収縮現象として自己収縮、さらに炭酸化収縮が知られている。

しかし、乾燥収縮に関する実験データの中には、炭酸化による影響も含まれているのが一般で区別されていないものが多い<sup>10)</sup>。特別の場合を除けば、乾燥収縮の中にその他の収縮現象を含めて設計的には議論されることが多く<sup>11)</sup>、本研究でもこれらの収縮現象を含めて以下、収縮と呼ぶ。なお、本章の2.2～2.4では乾燥収縮現象について言及しているので、区別して乾燥収縮と表記する。

時間とともに変化するこれらのクリープおよび収縮によるひずみを時間依存性ひずみと総称する場合もあり<sup>12)</sup>、本研究でもこの用語を用いる。コンクリートの時間依存性ひずみに関する研究はきわめて多い。これらの研究は、材料としての現象のミクロ的なメカニズ

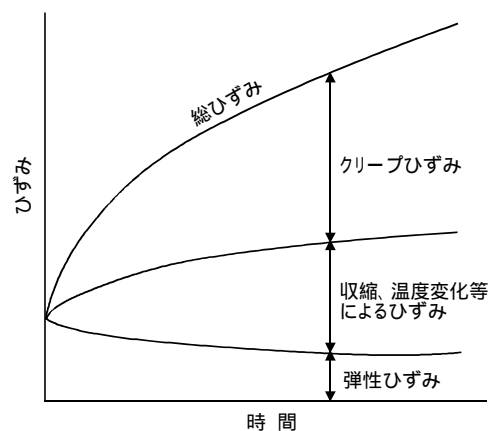


図-2.4 ひずみと時間との関係<sup>8)</sup>

μやマクロ的なひずみの予測に関するものと、コンクリート構造物の設計に関わる理論に大別される。また、えられた膨大な研究成果は多くの書物としてまとめられている<sup>13)</sup>。ここでは、これらに基づいてコンクリートのクリープおよび収縮に関する在来研究を概述する。

### 2.2.2 クリープ特性

前述のように、コンクリートの材齢  $t_0$  において持続荷重が載荷されるとその大きさに応じた弾性ひずみが生じ、その後時間とともに時間依存性ひずみは増加する。このひずみはクリープと乾燥収縮のひずみに分けられるが、このうちの乾燥収縮ひずみは、一般には同一の期間、環境条件、さらに形状の無載荷供試体の全ひずみ、すなわち乾燥収縮ひずみに等しいとして差し引くことでクリープひずみを求めている<sup>9), 10)</sup> (図-2.5a)。

乾燥収縮とクリープとはこのように単純な重合わせの原理が適用できるような独立な現象ではないが、実構造物でも両者は同時に起こるので一緒に扱うことが便利である。また、クリープに関する多くのデータが上記原理を適用してえられている<sup>9)</sup>。したがって、図-2.5b)のように乾燥状態にある場合の時間依存性ひずみを分けることができる。

周辺の大気と湿度平衡にある環境下に存置された場合のクリープは、乾燥状態の場合より小さい。このような周辺の大気との間に水分移動が起こらない状態でのクリープ (図-2.5c)を基本クリープと呼び、乾燥に伴い付加的に生じるクリープを乾燥クリープと呼んで区別されている (図-2.5d) 参照)<sup>9), 10)</sup>。このような分類は、1955年に Neville によってはじめて示唆され、その後 1964年に Ali と Kesler によって詳細にクリープの生成機構と関連づけて論じられた<sup>9)</sup>。

載荷された荷重を除荷すると弾性ひずみ以外にクリープの一部が回復するが、このことは 1935年に Humml によって既に示唆されていた<sup>10)</sup>。図-2.6<sup>10)</sup>に示すように、この回復性クリープは遅れ弾性と呼ばれ、載荷の時に同じ大きさのものが生じていると考えられている。さらに、除荷後の全クリープひずみから回復性成分を差し引いたひずみを非回復性のクリープひずみあるいは流動と呼んでいる。流動のうち、載荷後1日程度の短時間に生じ、その大部分が可逆性であるものを急速初期変形として区分される場合もある<sup>14)</sup>。

以上に記したひずみ成分とそれに影響する要因を一括して、表-2.1のようにまとめられている<sup>14)</sup>。

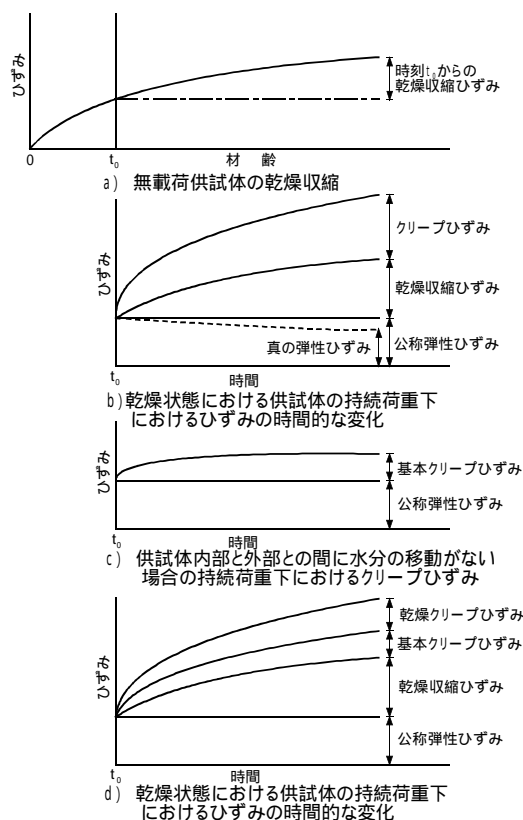
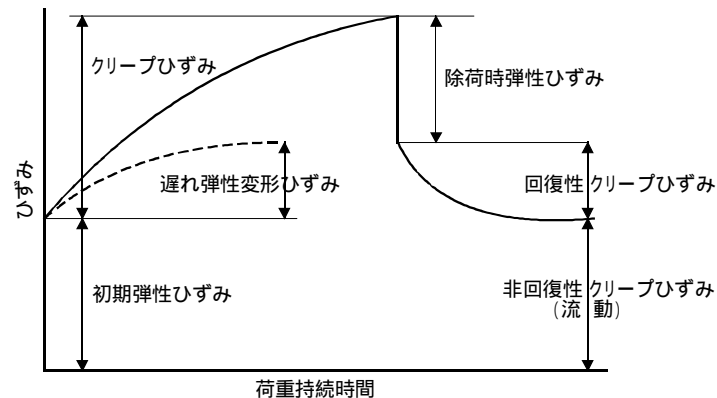


図-2.5 ひずみの定義<sup>9), 10)</sup>

図-2.6 回復性クリープと非回復性クリープ<sup>10)</sup>

## 2.2.3 収縮特性

コンクリートの乾燥収縮は、コンクリート外部からの乾燥によって生じる収縮で、外部の影響によらない収縮を自己収縮と呼んでいる。さらに、炭酸化収縮はコンクリートの炭酸化、すなわち中性化に伴って収縮する現象で、乾燥収縮とは本質的に異なるものである。自己収縮によるひずみはコンクリートの材齢1ヶ月で約 $-40 \times 10^{-6}$ 、材齢5年で約 $-100 \times 10^{-6}$ と比較的小さい。

乾燥収縮はコンクリート

中の水分が未飽和な大気中へ蒸発することによるもので、この水分の移動の一部は非回復性(通常、乾燥収縮量の0.3~0.6に相当する)である<sup>15)</sup>。コンクリート中の水分のうち、乾燥の初期段階では骨材中や毛細管空隙中の水分の逸散が支配的であるが、水分の逸散量に対して乾燥収縮の増加割合は小さい。乾燥が進行すれば、ゲル空隙中の水分も逸散し始め、乾燥収縮の増加割合は大きくなる。

マスコンクリートを除けば、実用上これらを区別せずに乾燥収縮に含めて取り扱われている<sup>15)</sup>。

表-2.1 ひずみ成分とそれに影響する要因<sup>14)</sup>

弾性変形		流		動		乾燥収縮	
静的弾性ひずみ	遅れ弾性変形	急速初期変形	基礎流動	乾燥流動	乾燥収縮		
荷重を除荷したとき可逆		大部分が可逆性	可逆性無し	温度の変化により一部可逆			
温度の影響が小さい				温度の影響が著しい			
構造躯体の厚さに無関係				構造躯体の厚さに関係する			
水和(硬化)の程度に関係あり				水和(硬化)の程度に余り関係なし			

## 2.3 時間依存性ひずみの生成機構

### 2.3.1 クリープ機構

クリープのメカニズムを現象論的に説明する理論は数多く提案されているが、一つの理論で現象すべてを説明できるものはないのが現状である<sup>16)、17)</sup>。しかし、セメントペーストとそこに存在する水分の挙動と形態が重要な役割を果たしていると言われ、ACI (American Concrete Institute) では、以下の4つのメカニズムを挙げている<sup>18)</sup>。

- (1) 吸着水層によってなめらかにされたゲル粒子のすべりあるいはずれに起因したセメントペーストの粘性流動(粘性および粘弾性流動論)
- (2) 吸着水あるいは層間水と水のシーページによる圧密(シーページ論)
- (3) 上記(1)(2)を伴って生じ、セメントペーストが骨材およびゲル結晶によって形成された骨格の弾性変形を拘束することによる遅延弾性(遅延弾性論)
- (4) 再結晶化、新たな物理的付着の形成と同様に局部破壊(マイクロクラッキング、結晶破壊)に起因した永久変形(マイクロクラック起因論)

クリープの大部分が粘性流動およびシーページによるものであることには、一致した見解がえられている。しかし、セメントペースト中の水の果たす役割について、すなわちシーページの基本的原因であるのか、あるいは粘性流動におけるゲル粒子の移動を緩和する二次的なものなのかについては見解が分かれている<sup>16)</sup>。

### 2.3.2 乾燥収縮機構

セメントペーストの乾燥収縮は、ペースト内部に生成したゲル質そのものの収縮によるとする説が主流となっている。コンクリートの場合、前述のように乾燥によってまず遊離水が消失するが、この段階ではほとんど乾燥収縮が起こらない。さらに乾燥が続くとゲル水が移動を開始して逸散し始め、乾燥収縮が起こる。これ以降の逸散水量と乾燥収縮の関係は直線的で、かつセメントペーストの場合と同一である<sup>19)</sup>。

このようにセメントゲル中のゲル水が乾燥収縮に直接的影響を及ぼし、その生成機構は巨視的に見れば、コンクリート内部と環境との湿度勾配に起因するシーページ効果によるものと考えられている<sup>20)</sup>。



## 2.4 時間依存性ひずみに影響する要因

### 2.4.1 クリープ

クリープに影響する要因に関する研究はすでに数多くなされ、総括的にまとめられている<sup>21)~23)</sup>。図-2.7<sup>21)</sup>はこれらの要因を一括して示したものであるが、種々の要因によって影響される。ここでは、主に文献<sup>21)</sup>、<sup>22)</sup>、<sup>23)</sup>を参照引用して、その要因について概述する。

#### (1) コンクリートの組成

##### a) セメント

セメントの化学成分、粉末度などのクリープに対する影響は、材齢に伴う水和反応の度合いや強度発現の程度に関係する。したがって、これらが直接的にクリープに関係するものではなく、コンクリートの硬化速度、強度発現などに影響し、その結果としてクリープに影響する。言い換えれば、セメントの種類やその粉末度が異なっても、載荷応力の大きさが載荷時のコンクリート強度に対して同じであれば、クリープも大差がないと考えられている。

##### b) 骨材

骨材自身のクリープは実用上無視でき、コンクリートのクリープに対する骨材の影響は、セメントペーストのクリープを如何に減少させる効果があるかということになる。これには、骨材の種類(弾性係数、空隙率)、量(体積率)、形状寸法(表面状態、粒形、粒度)など多くの要因が関係する。

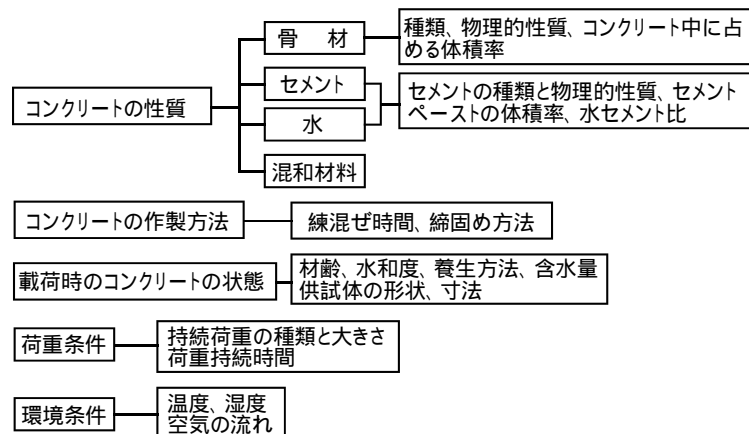


図-2.7 クリープに影響する要因<sup>21)</sup>

それらの一般的性状を列記すると次のようである。すなわち、空隙率の小さい骨材は弾性係数も大きく、セメントペーストのクリープを拘束してコンクリートのクリープを減少させ、さらにコンクリート中の水分移動に関係してクリープは減少する。

ワーカビリティが同一で、W/C が一定なコンクリートであれば、骨材の体積率が大きいほどクリープは小さい。骨材の表面状態はセメントペーストとの付着性状に、粒形はセメントペーストの粘性流動に、さらに粒度は骨材間のその厚さに関係し、それぞれセメントペーストのクリープを拘束する度合いが異なる。

##### c) コンクリートの強度および配合

実用的に使用しうる配合のコンクリートにおいては、水セメント比あるいは強度のクリープに及ぼす影響が最も支配的である。このことは、水セメント比の増大によって生じた過剰水により、セメントペースト自体の弱体化、シーページ現象の増大、さらに骨材との付着力の減少がもたらされることでクリープが増加すると説明されている。図-2.8<sup>22)</sup>は、骨材の体積率の影響をなくすためにセメントペースト量を一定としたときの水セメント比とクリープがほぼ比例することを示している。また、コンクリート中の空気量もクリープ

に影響し、多くなるほどクリープは増加する。

## (2)練混ぜ、打設および締固め

コンクリートの強度に関連してクリープに影響する。言い換えれば、緻密なコンクリートとなるような適切な方法をとれば、クリープは減少する。

## (3)コンクリート部材の形状、寸法

構造部材や供試体の寸法が大きくなれば、クリープは小さくなる。一般に、部材寸法が90cm程度以上になれば、寸法のクリープに及ぼす影響は無視できると言われている。また、寸法の違いによるクリープの相違は、持続荷重載荷後比較的初期に生じ、ある程度時間が経過した後のクリープの進行には差がない。このような寸法のクリープへの影響は、コンクリート中の水分の移動と外部への逸散の難易に関係している。図-2.9<sup>21)</sup>に示されるように、部材寸法そのものよりもその体積と表面積の関数として表され、またその形状による差異は小さいようである。

## (4)養生・環境

### a) 載荷時のコンクリート材齢

コンクリート打設後の養生方法や期間は、セメントの水和の程度および強度の発現に影響し、その結果としてクリープにも関係する。また、載荷時のコンクリート材齢が若いほど、クリープが大きい。これはクリープ成分である回復性成分と非回復性成分の時間的な変化が異なることで説明されている。すなわち、前者はコンクリートの材齢によってほとんど変化しないのに対して、後者は材齢とともに増加するためである。しかし、載荷時の材齢がある程度大きく(概ね28日以降に)なれば、それによる影響は小さくなる。

### b) 温度

温度の影響については、持続荷重載荷前のコンクリートに関するものと載荷後のものとに大別される。前者については、いわゆる強度発現に関わるものである。後者については、セメントペースト中の水分の形態に関係する。また、クリープの非回復性成分に対しては顕著であるが、回復性成分に対しては小さいとの報告も見られる。

### c) 湿度

環境の湿度はコンクリート中の水分の外部への逸散に影響し、その逸散の相違がクリープの大小を直接的に支配するので重要な要因である。一般に、湿度が低いほどクリープは大きくなるが、これはシーページ理論から推察しうる。持続荷重載荷後の湿度のみならず、

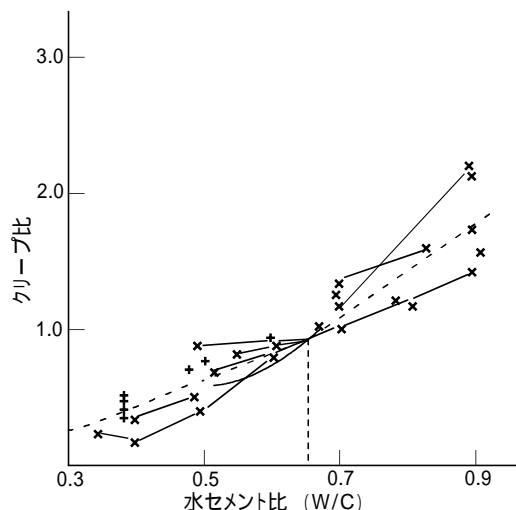


図-2.8 水セメント比とクリープ比との関係<sup>22)</sup>

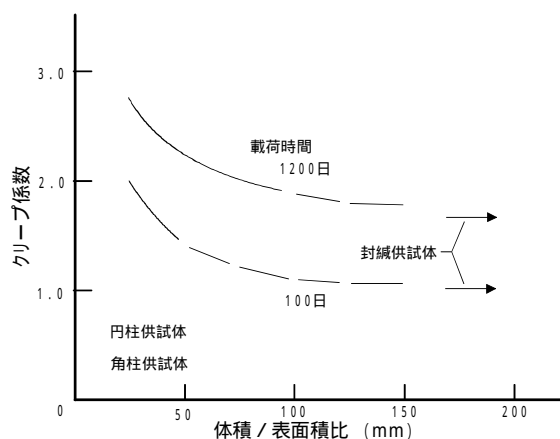


図-2.9 体積表面積比とクリープ係数との関係<sup>21)</sup>

載荷前の湿度もクリープに影響する。

載荷前のコンクリート中の逸散可能な水分が載荷後のクリープの原因ともなりえ、載荷前に十分に乾燥させたコンクリートのクリープは、載荷後の湿度に関わらず小さい。また、実構造物における湿度条件のように周期的に変動する場合のクリープは、一定なかつ平均的な湿度条件下でのそれよりも若干大きくなることが知られている。このことは、設計上考慮すべき湿度は、その構造物の曝される平均的湿度ではないことを示唆していると考えられる<sup>21)</sup>。

#### d) その他

その他の環境条件として風の影響が挙げられる。すなわち、コンクリート中の水分の外部への逸散を促進することでクリープに間接的に影響する。

### (5) 持続応力の大きさ、種類、および載荷期間

#### a) 持続応力の大きさ

一般にコンクリート構造物の設計では、クリープを取り扱う荷重の大きさの程度(いわゆる設計荷重時程度の大きさ)の範囲においては、その持続荷重による応力とクリープは比例すると見なされている。しかし、その比例する範囲、さらにそれがコンクリートの材齢および荷重持続期間によってどのように変化するかを把握しておくことは、設計上大切である。

持続荷重による応力とコンクリート強度との比(応力度強度比で、いわゆる応力比)とクリープが比例する範囲の上限および下限に関しては、一般に次のように言われている。すなわち、応力比の下限は0%、またその上限は30~75%と言われている。上限値が広範囲に分かれるのは、前述したクリープ機構のうちで支配的となる機構が異なることで説明されている。図-2.10<sup>22)</sup>は応力比とクリープとの関係を示す例であるが、応力比がほぼ70%程度までは直線性があること、さらに荷重持続期間が長いほどその値が大きくなることを示している<sup>21)</sup>。

この上限を上回る応力比では、クリープひずみは一定値に収斂せず、破壊(クリープ破壊)に至ることもある。このような高持続応力下においては、コンクリート内部の微小ひび割れの発生が顕著であり、シーページ効果や遅延弾性に起因したクリープよりもマイクロクラックに起因したクリープのほうが支配的で、低持続応力下でのクリープ機構と異なったものである。

クリープ破壊しない最大の応力度と強度との比をクリープ限(持続荷重に対する耐久限度)と呼んでいるが、コンクリートの場合でも存在し、

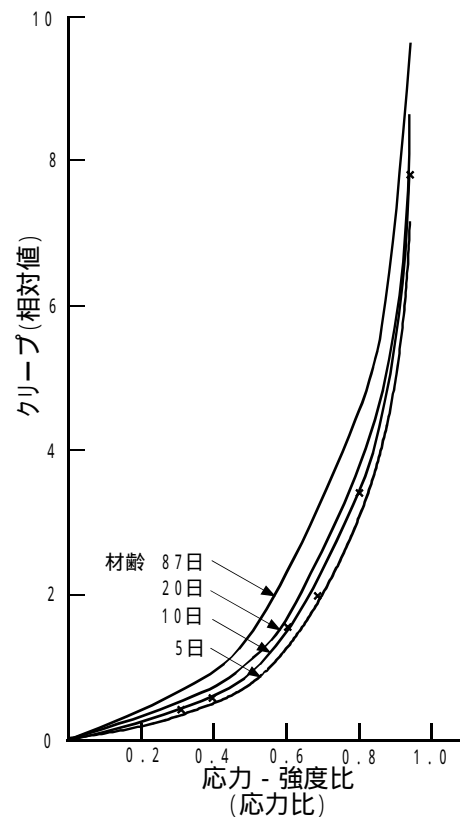


図-2.10 応力比とクリープとの関係<sup>22)</sup>

静的強度の 75～90%の範囲にあると考えられている。図-2.11<sup>21)</sup>は設計基準として取り入れられた例である。

#### b) 持続応力の種類

##### 1) 引張応力

引張応力下におけるクリープについての研究はあまりなされていない。これは、コンクリート構造物はコンクリートの圧縮に対して強いことを利用したものであり、また引張クリープ試験の実施が圧縮の場合より容易でないことによる。しかし、乾燥収縮や温度応力などによるひびわれについては、とくに若材齢における引張クリープの特性を把握することが重要である。

引張クリープの場合にも、応力比が 70%以下程度では応力とクリープひずみとがほぼ比例すると言われている。

##### 2) 曲げ応力

乾燥状態で曲げ応力を受ける場合、その引張側ではひずみの方向が相反する乾燥収縮とクリープが生じる。乾燥収縮の進行により 2 次的な引張応力が発生し、このために新たな引張応力がさらに生じてクリープを増加させる。このように環境の湿度の影響が顕著で複雑なクリープ挙動となる。

乾燥収縮の生じない状態では、曲げクリープは応力の大きさに応じて生じ、ほぼ直線的に断面内に分布するが、引張側のクリープのほうが圧縮側のそれよりも若干大きくなる。

また、クリープの大きさについて比較すると、純引張、曲げ引張、曲げ圧縮、圧縮の順に小さくなると報告されている。

##### 3) ねじり

ねじりクリープ現象も、Andersen によって最初に報告されているが、圧縮の場合とほぼ同様な傾向があると言われている。しかし、その機構や応力とクリープひずみの線形性の限界については明らかにされていない。

#### 2) クリープポアソン比

1 軸圧縮応力下での荷重方向のクリープ現象と同様にその直角方向のクリープ現象も観察される。クリープひずみに関しても弾性ひずみの場合と同様に、ポアソン比が定義されてクリープポアソン比と呼ばれているが、その値はきわめて小さい(または 0)から弾性ポアソン比の値(およそ 1/6)まで研究者によって異なっている。このことはクリープ機構と関係づけて説明されている。すなわち、乾燥状態ではシーページ効果によるコンクリート中の水分の移動は、荷重と直角方向の変形には影響されないために、クリープポアソン比は小さい。一方、湿潤状態ではシーページ効果が支配的ではないために、弾性ポアソン比とほぼ等しくなる。

多軸応力下でのクリープに関する研究はきわめて少ないが、クリープひずみに関する重ね合わせが成立するかしなないかは興味深い点である。しかしながら、一般に重ね合わせの原理は成立せず、荷重方向によって異なるとされている(この場合、クリープポアソン比を有効

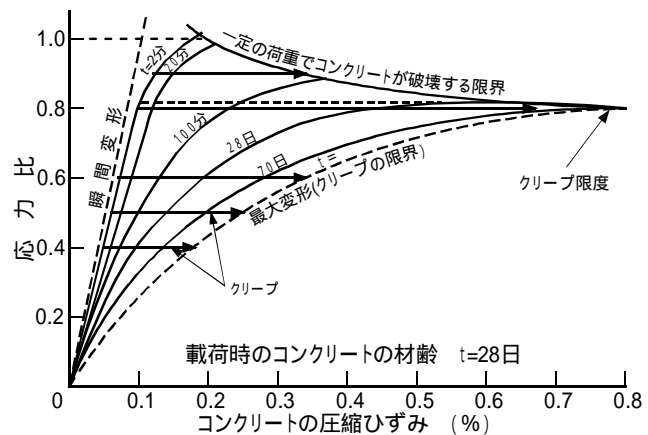


図-2.11 コンクリートの応力～ひずみ曲線<sup>21)</sup>

クリープポアソン比と呼んでいる)。有効ポアソン比は1軸の場合のクリープポアソン比より小さく、その方向の載荷時弾性ひずみのみならず、持続応力の大きさにも影響される。

#### c) 載荷期間

クリープは長期間に亘って継続的に生じることが知られているが、図-2.12<sup>22)</sup>に示すように、30年後でもクリープのわずかではあるが、増大が生じる。この結果によれば、20年後のクリープのうち、18~35%は最初の2週間で、40~70%は最初の3か月で、さらに64~83%は最初の1年で生じている。クリープの進行速度は、載荷期間とともにだんだん低減し、載荷したままで一定値に収斂すると考えられているが、実証はされていない。

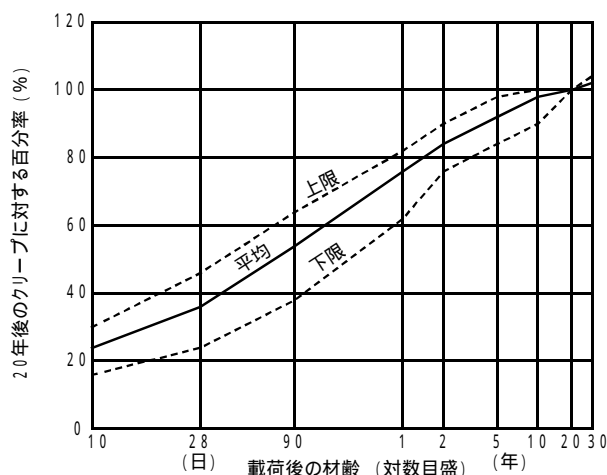


図-2.12 種々の相対湿度に放置したコンクリートに対するクリープ - 時間曲線の変動範囲<sup>22)</sup>

#### 2.4.2 乾燥収縮

##### (1) コンクリートの特性

セメントの化学組成は、石膏量が少ないと乾燥収縮が大きくなることを除いて乾燥収縮には影響しない。また、骨材量が一定の場合には、単位水量に影響されず、さらに空気を連行させても乾燥収縮に影響を与えないことが知られている<sup>15)</sup>。骨材は、コンクリート中のセメントペーストの乾燥収縮を拘束する役割を果たすことから明らかにように大きな影響をもつ。骨材量が多いほど、またその弾性係数が大きいほど乾燥収縮は小さくなる<sup>15) 10)</sup>。また、その終局値に達する速度は骨材の量および種類に影響されないと言われている<sup>15)</sup>。

##### (2) 環境(養生、放置)条件

乾燥収縮現象は図-2.13<sup>15)</sup>に示すように長期に亘って継続的に起こるが、その進行速度は時間につれて急激に減少する。その例として、20年間の乾燥収縮量のうち、その14~34%は2週間で、40~80%は3ヶ月で、さらに66~85%は1年で生じていることが示されている<sup>15)</sup>。

長期間湿潤養生すると、乾燥収縮現象の発生が遅くなるが、乾燥収縮量に及ぼす養生の効果はかなり複雑ながら小さく、また養生期間の長短は乾燥収縮に関して一般に重要な因子ではないと言われている<sup>15)</sup>。最も大きな要因は、図-2.14<sup>15)</sup>に示すようにコンクリート

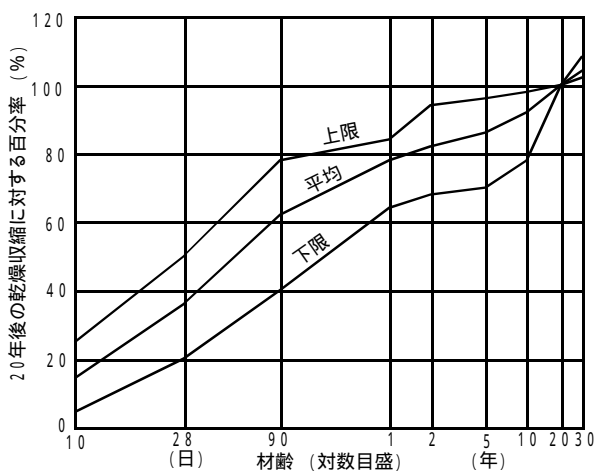


図-2.13 種々の相対湿度に放置したコンクリートに対する乾燥収縮 - 時間曲線の変動範囲<sup>15)</sup>

周辺の大気の相対湿度である。

### (3)形状、寸法

部材等の寸法が大きくなるに伴い乾燥収縮は減少するが、ある寸法より大きくなると寸法効果は明白ではなくなる。この形状の影響を体積と表面積との比(体積/表面積比)の関数として表している(図-2.15<sup>15)</sup>参照)。形状の影響は二次的で水分のコンクリート表面までの平均移動距離の差違によるものである<sup>15)</sup>。

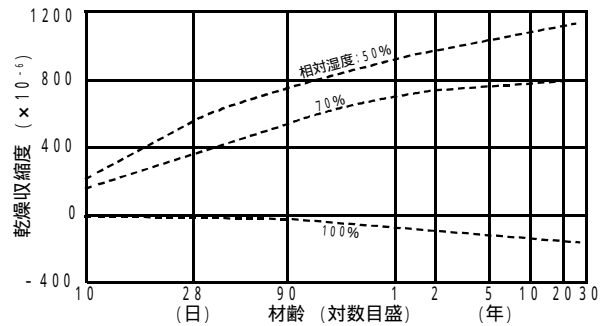


図-2.14 種々の相対湿度に放置したコンクリートに対する乾燥収縮と材齢との関係<sup>15)</sup>

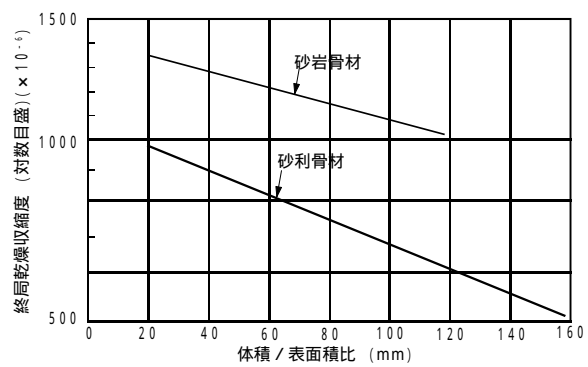


図-2.15 終局乾燥収縮度と供試体の体積 / 表面積比との関係<sup>15)</sup>

## 2.5 時間依存性ひずみの予測

コンクリート構造物の供用荷重下でのたわみやひび割れに対する性能を明らかにする上で、クリープおよび収縮によるひずみを合理的に予測することは構造物設計における重要な課題である。これらのひずみは、一定な応力、湿度の下でも時間の経過とともに増加する、いわゆる非弾性でかつ時間依存性を有するもので、前述のように様々な要因に影響されるきわめて複雑な設計要因と言える。とくに、これらひずみの最終値を予測のみならず、その進行の度合い、すなわち時間の経過とともにどのようにひずみが生じるかを把握し、設計の各段階での構造物の性能を照査することが重要になってきている。

### 2.5.1 クリープひずみの予測法

#### (1) レオロジーモデル

レオロジーは変形と流動に関する科学と言われているが、クリープ予測のための力学モデルとしてその粘弾性理論が用いられている。一般には、代表的な2要素モデルである、図-2.16 に示す Maxwell および Voigt 要素と、それらを組み合わせた多重要素モデルが適用されている<sup>24)~28)</sup>。コンクリートのクリープ機構を反映させたこれらのモデル化によってクリープ挙動を予測する試みではあるが、物理的な意味は必ずしも明確ではないとされている<sup>25)</sup>。

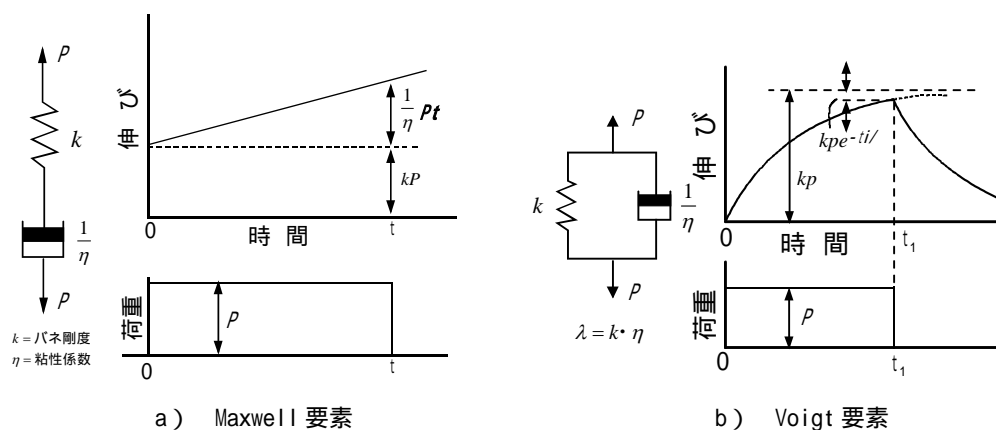


図-2.16 代表的なレオロジーモデル

#### (2) 数学的表示

実験的にえられたクリープひずみ～時間曲線を数学的に近似させて数式化するもので、近似させる関数として指数、放物線、さらにe関数などが用いられている<sup>29)~31)</sup>。しかし、これらの数学的表示法は、誘導されたときに用いられたコンクリートと同様なコンクリートに対してのみあてはまるものであって、全般的に適用しうるものはまだえられていないとされている<sup>30)</sup>。

#### (3) 構成方程式

クリープに影響を及ぼす種々の要因を取り上げて一つの式として表現するもので、前述の式(2.1)などもその一種である。この分野の研究には、Arutyunyan や Bazant によるものがある<sup>23), 30)</sup>。

Jordaan は、クリープに関する構成方程式を構築する上でつぎの5つの条件を考慮すべきであると提言している<sup>25)</sup>。これらの条件を満足する構成方程式は弾性、非回復性および回復性ひずみの和として表されるとしている。

クリープひずみは応力に対して線形である。

非回復性のクリープひずみを考慮すべきである。

回復性のクリープひずみを考慮すべきである。

クリープ構成方程式はこれまでの実験的事実を表現しうるものとすべきである。

一定持続応力下において、コンクリートの回復クリープおよび非回復クリープは単調に増加し、そのひずみ速度は時間とともに、あるいは載荷時の材齢とともに減少することを考慮すべきである。

### 2.5.2 収縮ひずみの予測法

収縮ひずみを予測する方法には、前述のようにその影響要因は多いが、そのうちの主要な因子(たとえばコンクリートの配合、部材寸法、環境条件など)について実験的にえられた結果を数学的に表現する方法等がある。一般的には、配合条件よりひずみの基本値を決め、部材寸法、環境条件等の影響を考慮して基本値を補正する方法が採用されているようである<sup>32)</sup>。この方面の研究には、Trost<sup>33)</sup>、Bazant<sup>34)</sup>、Branson<sup>35)</sup>、阪田ら<sup>36)、37)</sup>のものがある。

### 2.5.3 設計基準類に見られる時間依存性ひずみの予測

設計基準では、一般に設計の簡便さを考えて、使用されるコンクリートの種類・製造方法、構造物として設置される場所の環境等を総合的に勘案して、影響要因を少なくした形でその予測値を示すものと、より詳細な予測のために、幾つかの要因を考慮した形で構成方程式等による予測式を示すものがある。これらの基準に対する比較検討も多くなされている<sup>38)~41)</sup>。国内外の設計基準類に見られる代表的な予測式を以下に列記する。

#### (1)ACI-209

Branson の予測式に基づいて次式を提案しているが、より複雑な条件の場合には、適用範囲の広いBazant の予測式を推奨している<sup>42)</sup>。

クリープの予測式はクリープ係数、すなわち持続応力に対するクリープひずみと弾性ひずみとの比で表している。クリープに影響する各種要因を考慮した形(表-2.2 参照)で、その最終値を決定し、時間曲線を用いて予測する方法を採用しているが、回復および非回復成分に分離した形式とはなっていない。収縮に関しても影響する各種要因を考慮した形(表-2.2 参照)で、その最終値を決定し、有効時間曲線を用いている。有効時間は、クリープ、収縮ともにコンクリートの養生期間、供用期間内の温度条件を考慮したコンクリートの有効材齢を採用している。



クリープ：

$$\phi(t, t_0) = \frac{(t - t_0)^{0.6}}{10 + (t - t_0)^{0.6}} \phi_{\infty} \quad (2.5)$$

$$\phi_{\infty} = 2.35\gamma_c$$

ここで、

$\phi_{\infty}$ ：クリープ係数の最終値

$\gamma_c$ ：クリープに関する各種補正係数の積(表-2.2参照)

収縮：

$$\varepsilon_{sh}(t, t_0) = \frac{t - t_0}{35 + t - t_0} \varepsilon_{sh, \infty} \quad (2.6)$$

$$\varepsilon_{sh, \infty} = -780 \times 10^{-6} \gamma_{sh}$$

ここで、

$\varepsilon_{sh, \infty}$ ：収縮ひずみの最終値

$\gamma_{sh}$ ：収縮に関する各種補正係数の積(表-2.2参照)

## (2)CEB/FIP

Rush や Jungwirth の研究成果に基づいて、1970 年および 1978 年に新たな規定が制定されてきたが<sup>43)、44)</sup>、1990 年に MC-90 で新たな改訂案が示されている<sup>45)</sup>。

### a)CEB/FIP-78

クリープの予測式はクリープ係数の形となっているが、コンクリートの材齢 28 日での弾性係数を基準としている。また、各クリープ成分に分離した形でその最終値と有効時間曲線が示され、そのなかに主要な影響要因を反映させている(表-2.2 参照)。収縮に関して同様に、主要な要因が考慮された有効時間曲線が示されている。

表-2.2 予測式で考慮されている各種の要因

因子	予測式	道路橋示方書		コンクリート 標準示方書		CEB/FIP-78		CEB/FIP-90		ACI-209	
		収縮	クリープ	収縮	クリープ	収縮	クリープ	収縮	クリープ	収縮	クリープ
セメント量											
水セメント比											
水量											
細骨材率											
スランプ											
空気量											
圧縮強度											
体積 - 表面積比											
部材厚さ											
温度											
湿度											
乾燥開始時材齢											
載荷時材齢											
セメントの種類											

クリープ：

$$\phi_{28}(t, t_0) = \beta_a(t_0) + \phi_d \beta_d(t - t_0) + \phi_f \{ \beta_f(t) - \beta_f(t_0) \} \quad (2.7)$$

ここで、

$\beta_a(t_0)$ : 急速初期変形成分に対するクリープ係数

$\phi_d$ : 遅れ弾性成分に対するクリープ係数で、一般に0.4としてよい。

$\beta_d(t - t_0)$ : 持続応力載荷後の経過日数に関する関数で、  
 $t - t_0 \geq 3$  か月のとき、 $\beta_d(t - t_0) = 1$ としてよい。

$\phi_f$ : 流動成分に対するクリープ係数

$\beta_f(t)$ : コンクリートの材齢、および仮想部材厚に関する関数

収縮：

$$\varepsilon_{sh}(t, h_{sh}) = \varepsilon_{sh, \infty} \{ \beta_{sh}(t) - \beta_{sh}(t_{sh}) \} \quad (2.8)$$

ここで、

$\varepsilon_{sh, \infty}$ : 収縮ひずみの基本値で、環境条件に対する係数と  
 仮想部材厚に対する係数の積

$\beta_{sh}(t)$ : 収縮に関する関数

b) CEB/FIP-90

コンクリートの材齢 28 日を基準としたクリープ係数の形で新たな提案がなされている。特徴的には、各種要因(表-2.2 参照)を数学的表現で取り込んでいるが、各成分を分離せず一つの予測値と有効時間曲線で表現している点である。また、収縮に関しても各種要因(表-2.2 参照)の数学的表現が採用されている。

クリープ：

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \beta_c(t - t_0) \quad (2.9)$$

ここで、

$\phi_0$ : 仮想クリープ係数で次式による。

$$\phi_0 = \phi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0)$$

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH / 100}{0.10 \sqrt[3]{h_0}}$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.20}}$$

$\beta_c(t - t_0)$ : クリープの進行関数で次式による。

$$\beta_c(t - t_0) = \left( \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3}$$

$$\beta_H = 1.5 \{ 1 + (0.012 RH)^{18} \} h_0 + 250 \leq 1500 \text{ mm}$$

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \text{ : 仮想部材厚(mm)}$$

$A_c, u$ : 外気と接する部材の断面積および周長

$f_{cm}$ : 材令28日でのコンクリートの平均圧縮強度(MPa)

$RH$ : 周囲の環境の相対湿度(%)

収縮：

$$\varepsilon_{sh}(t, t_{sh}) = \varepsilon_{sh0} \beta_s(t - t_{sh}) \quad (2.10)$$

ここで、

$\varepsilon_{sh0}$ ：仮想収縮係数で次式による。

$$\varepsilon_{sh0} = \varepsilon_s(f_{cm}) \beta_{RH}$$

$$\varepsilon_s(f_{cm}) = \{160 + \beta_{sh}(90 - f_{cm})\} \times 10^{-6}$$

$$\beta_{RH} = -155 \beta_{sRH}$$

$$\beta_{sRH} = 1 - (0.01RH)^3 \quad (40\% \leq RH < 99\%)$$

$\beta_s(t - t_{sh})$ ：収縮の進行関数で次式による。

$$\beta_s(t - t_{sh}) = \left( \frac{t - t_{sh}}{0.035h_0^2 + t - t_{sh}} \right)^{0.5}$$

$\beta_{sh} = 5$ ：普通あるいは早硬セメント

### (3) コンクリート標準示方書

平成8年に、国内での研究成果を踏まえて改訂された<sup>46)</sup>。クリープの予測式は、単位応力当たりのクリープひずみ、すなわち比クリープひずみで与えている。クリープを基本および乾燥成分にわけ、それぞれの最終値を主要な要因を考慮して(表-2.2 参照) 予測し、併せて有効時間曲線によってその進行度を予測している。CEB/FIP MC-90 と同様に、すべての予測に数学的表現が採用されている。収縮に関しても、その最終値および有効時間曲線による進行度にも数学的表現が採用されている。

予測式は、普通ポルトランドセメントを用いた水セメント比 40～65%のコンクリート(圧縮強度 55 N/mm<sup>2</sup>)を対象としている。早強セメントに対しては比較的良く適合することが示されている。

クリープ：

$$\varepsilon_{cr}(t, t_0, t_{sh}) = \left[ 1 - \exp\{-0.09(t - t_0)^{0.6}\} \right] \varepsilon_{cr,\infty} \quad (2.11)$$

ここで、

$\varepsilon_{cr}(t, t_0, t_{sh})$ ：比クリープひずみ

$\varepsilon_{cr,\infty} = \varepsilon_{bc} + \varepsilon_{dc}$ ：比クリープひずみの最終値( $\times 10^{-6} / N/mm^2$ )

$\varepsilon_{bc} = 15(C + W)^{2.0} \left( \frac{W/C}{100} \right)^{2.4} (\log_e t)^{-0.67}$ ：基本クリープひずみの最終値( $\times 10^{-6} / N/mm^2$ )

$\varepsilon_{dc} = 4500(C + W)^{1.4} \left( \frac{W/C}{100} \right)^{4.2} \left[ \log_e \left( \frac{V/S}{10} \right) \right]^{2.2} (1 - RH/100)^{0.36} t_{sh}^{-0.30}$

：乾燥クリープひずみの最終値( $\times 10^{-6} / N/mm^2$ )

$C$ ：単位セメント( $kg/m^3$ )( $260kg/m^3 \leq C \leq 500kg/m^3$ )

$W$ ：単位水量( $kg/m^3$ )( $130kg/m^3 \leq W \leq 230kg/m^3$ )

$W/C$ ：水セメント比( $40\% \leq W/C \leq 65\%$ )

$RH$ ：相対湿度( $\%$ )( $45\% \leq RH \leq 80\%$ )

$V/S$ ：体積表面積比( $mm$ )( $100mm \leq V/S \leq 300mm$ )

$t, t_0, t_{sh}$ : それぞれの持続応力載荷後、載荷時、乾燥開始時のコンクリートの有効材齢 (日)

$$t, t_0, t_{sh} = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \cdot \exp \left[ 13.65 - \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i) / T_0} \right]$$

$\Delta t_i$ : 温度が  $T$  ( ) である期間の日数

$$T_0 = 1^\circ\text{C}$$

収縮:

$$\varepsilon_{sh}(t, t_{sh}) = \left[ 1 - \exp \left\{ -0.108(t - t_0)^{0.56} \right\} \right] \cdot \varepsilon_{sh, \infty} \quad (2.12)$$

ここで、

$\varepsilon_{sh}(t, t_{sh})$ : コンクリート有効材齢  $t_{sh}$  で収縮が開始された時、  
有効材齢  $t$  での収縮ひずみ

$\varepsilon_{sh, \infty}$ : 収縮ひずみの最終値 ( $\times 10^{-5}$ )

$$\varepsilon_{sh, \infty} = -50 + 78[1 - \exp(RH/100)] + 38 \log_e W - 5 \left[ \log_e \left( \frac{V/S}{10} \right) \right]^2$$

#### (4) 道路橋示方書

上述の CEB/FIP-78 の基となった DIN4227 に準拠した内容<sup>47)</sup>が、昭和 53 年制定版より採用されている<sup>48)</sup>。クリープに関しては、回復および非回復成分に分けてそれぞれ最終値と有効時間曲線が主要な影響要因を考慮して(表-2.2 参照)示されている。収縮に関しても同様に、その最終値と有効時間曲線が示されている。以下の図表(図-2.17~2.19、表-2.3)は、スランプ 5~10 cm のコンクリートを対象としている。

クリープ:

$$\phi(t, t_0) = \phi_d \beta_d(t - t_0) + \phi_f \{ \beta_f(t) - \beta_f(t_0) \} \quad (2.13)$$

ここで、

$\phi_d$ : 遅れ弾性成分に対するクリープ係数で、一般に 0.4 としてよい。

$\beta_d(t - t_0)$ : 持続応力載荷後の経過日数に関する関数(図-2.17)で、

$t - t_0 \geq 3$  か月のとき、 $\beta_d(t - t_0) = 1$  としてよい。

$\phi_f$ : 流動成分に対するクリープ係数(表-2.3)

$\beta_f(t)$ : コンクリートの材齢  $t$ 、および仮想部材厚  $h_{th}$  に関する関数(図-2.18)

$h_{th} = \lambda \frac{A_c}{u}$ : 仮想部材厚( $\lambda$ : 表-2.3 参照)

$A_c, u$ : 外気に接する部材の断面積、周長

$t, t_0$ : それぞれ持続応力載荷後、載荷時のコンクリート有効材齢(日)

$$t, t_0 = \alpha \cdot \frac{\sum (T + 10) \cdot \Delta t'}{30}$$

$\alpha$ : セメントの種類に関する係数(普通セメント  $\alpha = 1$ 、早強セメント  $\alpha = 2$ )

$T, \Delta t'$ : コンクリートの温度、およびその期間

収縮：

$$\varepsilon_{sh}(t, t_0) = \varepsilon_{sh, \infty} \{ \beta_{sh}(t) - \beta_{sh}(t_0) \} \quad (2.14)$$

ここで、

$\varepsilon_{sh, \infty}$ ：基本収縮ひずみ(表-2.3)

$\beta_{sh}(t) - \beta_{sh}(t_0)$ ：収縮に関する関数(図-2.19)

表-2.3 道路橋示方書における各種係数

a) 環境条件による  $\varepsilon_{s0}$  の値

環 境 条 件	$\varepsilon_{s0}$
水 中	$-10 \times 10^{-5}$
相 対 湿 度 90 %	$+10 \times 10^{-5}$
" 70 %	$+25 \times 10^{-5}$

b) 環境条件による  $\phi_{f0}$  と  $\lambda$  の値

環 境 条 件	$\phi_{f0}$	$\lambda$
水 中	0.8	60
相 対 湿 度 90 %	1.3	10
" 70 %	2.0	3

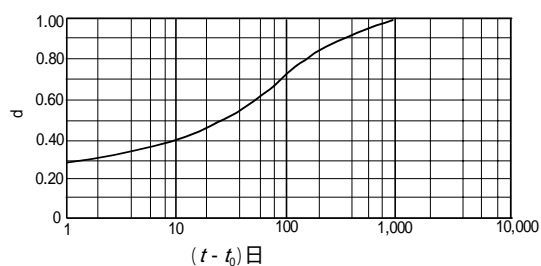


図-2.17 道路橋示方書における遅れ弾性成分に対するクリープ係数

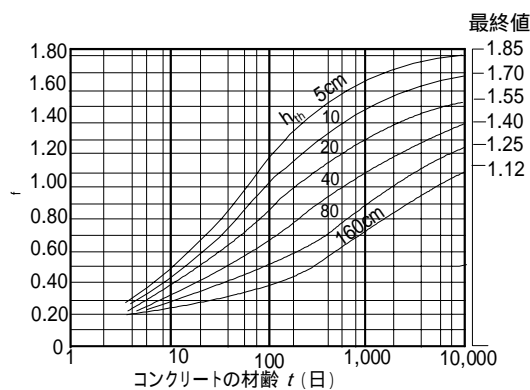


図-2.18 道路橋示方書における流動成分に対するクリープ係数

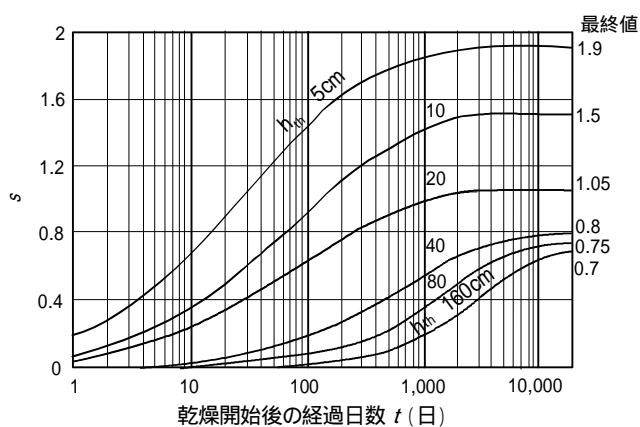


図-2.19 道路橋示方書における収縮に関する関数

## 2.6 コンクリート構造物の設計における時間依存性ひずみの取扱い

材齢の異なるコンクリートとコンクリートとの、あるいはコンクリートと鋼との合成構造、コンクリート部材と鋼部材との複合構造、あるいは混合構造などが、近年盛んに話題となり、また実構造物に採用されている。これらはそれぞれの材料あるいはまた部材の利点を生かして経済性を追求するとともに、耐荷性や耐震性などの構造性を改善することを目的としてなされている。

しかし、コンクリートの時間依存性ひずみに関する設計上の課題を合理的に解決しなければ、コンクリートのひび割れや耐荷力の不足をきたして大きな構造的障碍ともなりうる。その最大の課題は、同一断面内、あるいは構造系内に時間依存性ひずみの生じる材料・部材と生じないものとが存在することで、これらの影響を正確に見積もり、部材および構造設計に反映させることである。本節では、これらの影響に対する部材および構造設計について概述する。

### 2.6.1 クリープに関する設計一般

#### (1) クリープに関する一般仮定

クリープを設計に考慮するためによく用いられる基本的な仮定として次のものがあり、従来よりこれらを用いて設計計算の簡便化が図られている<sup>49)~52)</sup>。

Davis-Glanville の法則

クリープに関するフックの法則で、クリープひずみは持続応力の大きさに比例し、圧縮に対しても引張に対しても比例定数は等しい。

Whitney の法則

クリープに関する平行移動の法則で、図-2.20<sup>49)</sup>に示すようにクリープ曲線を縦方向に平行移動することで、載荷時の異なるクリープ曲線がえられる。

McHenry の重合わせの原理

クリープに関する重合わせが成立すると仮定したもので、図-2.21<sup>49)</sup>に示すようにクリープに及ぼす荷重の影響を加算的に求めるものである。

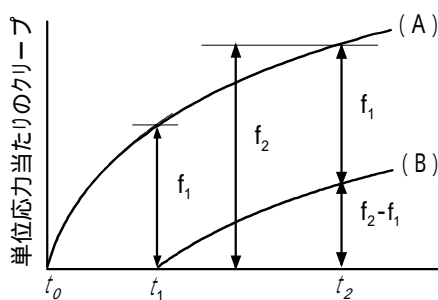


図 2-20 Whitney の法則<sup>49)</sup>

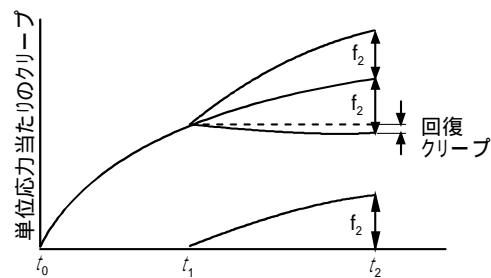


図 2-21 重合わせの原理<sup>49)</sup>

#### (2) クリープの表現

クリープを表現する方法には、前述のクリープ係数の他にクリープ関数が用いられている。クリープ関数は単位応力を作用させたときの弾性ひずみとクリープひずみの和で式

(2.15)のように表わされ、またクリープ係数を用いると式(2.16)となる<sup>50)</sup>。

$$\Phi(t, t') = \frac{1}{E(t')} + C(t, t') \quad (2.15)$$

$$\Phi(t, t') = \frac{1}{E(t')} \{1 + \phi(t, t')\} \quad (2.16)$$

ここで、

$\Phi(t, t')$ :クリープ関数

$E(t')$ :材齢 $t'$ でのコンクリートのヤング係数

$C(t, t')$ :材齢 $t'$ で単位応力が載荷されたコンクリートの材齢 $t$ での比クリープ

$\phi(t, t')$ :材齢 $t'$ で載荷されたコンクリートの材齢 $t$ でのクリープ係数

なお、クリープ係数はクリープひずみと弾性ひずみの比で定義されているが、弾性ひずみを算出するためのヤング係数を如何に設定するかに問題がある。すなわち、コンクリートのヤング係数は前述のように材齢とともに増加する特性があり、これを考慮したクリープに関する設計を行うときには、弾性ひずみを載荷時のヤング係数を用いて算出するとクリープ係数もその弾性ひずみを基準としたものに換算する必要がある場合がある。

クリープの予測がクリープ係数あるいはクリープ関数を用いてなされているときには、基準となるコンクリートのヤング係数がいつの時点のものを考慮して、載荷時のヤング係数を基準としたクリープ係数あるいはクリープ関数を求める必要がある。国内外の設計基準では、材齢28日のヤング係数が基準として採用されている場合が多いようである<sup>53)</sup>。クリープ係数の換算は式(2.17)によってなしうる。

$$\phi(t, t') = \frac{E(t')}{E_{28}} \phi_{28}(t, t') \quad (2.17)$$

ここで、

$\phi(t, t')$ :載荷時のコンクリートのヤング係数 $E(t')$ を基準としたときのクリープ係数

$\phi_{28}(t, t')$ :材齢28日でのコンクリートのヤング係数 $E_{28}$ を基準としたときのクリープ係数

## 2.6.2 時間依存性ひずみの設計への導入

時間依存性ひずみを設計に取り入れ、その影響を明らかにする手法としてはすでに幾つかの方法が示されている<sup>53) 54) 55)</sup>。これらのうちの代表的な解法を概述すると以下のようである。

### (1)有効係数法

図-2.22<sup>54)</sup>に示すように応力一定で除荷時にひずみが完全に元に戻るものとし、コンクリートのヤング係数を低減する方法(式(2.18)参照)である。コンクリートの応力が変化しない場合、またコンクリートの材齢がかなり経過していてクリープの影響が無視できる場合に適用できる。

$$\Phi(t, t_0) = \frac{1}{E_e} = \frac{1}{E(t_0)} \{1 + \phi(t, t_0)\}$$

$$E_e = \frac{E(t_0)}{\{1 + \phi(t, t_0)\}} \quad (2.18)$$

式(2.18)は有効ヤング係数と呼ばれるもので、従来鉄筋コンクリートの許容応力度設計法で鉄筋とコンクリートのヤング係数比等に用いられてきた。

## (2) クリープ速度法

本方法は前述の Whitney の法則を発展させたものである。図-2.23<sup>54)</sup>に示すように平行線の仮定が用いられていることより、材齢がかなり経過した後での載荷に対するクリープはほとんど生じないこと、さらに除荷後のクリープ回復を見込んでいないことに実挙動との矛盾点があるものの、クリープに関して有名な Dischinger の微分方程式(式(2.19)参照)が誘導される。

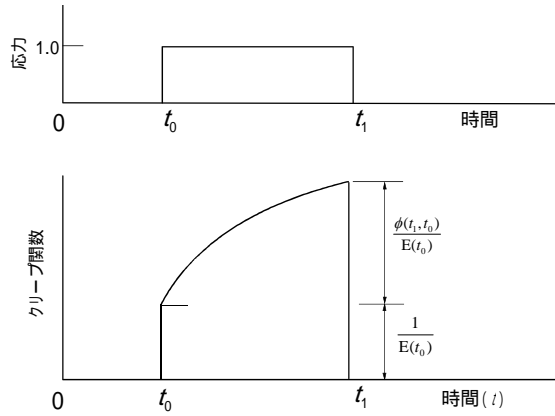


図-2.22 有効係数法における時間とひずみの関係<sup>54)</sup>

$$\frac{d\varepsilon}{d\phi} = \frac{\sigma(t)}{E(t_0)} + \frac{1}{E(t)} \cdot \frac{d\sigma}{d\phi} + \frac{d\varepsilon_{sh}}{d\phi} \quad (2.19)$$

ここで、

$$\phi = \phi(t, t_0)$$

$\varepsilon_{sh} = \varepsilon_{sh}(t, t_0)$ : コンクリートの材齢  $t_0$  で収縮が開始されたとき材齢  $t$  における収縮ひずみ

このような矛盾を解決するために、クリープひずみのうちの遅れ弾性成分を弾性ひずみとみなして上式を適用した改良 Dischinger 法がある(式(2.20)参照)。

$$\frac{d\varepsilon}{d\phi_f} = \frac{\sigma(t)}{E(t_0)} + \frac{1 + \phi_d}{E(t_0)} \cdot \frac{d\sigma}{d\phi_f} + \frac{d\varepsilon_{sh}}{d\phi_f} \quad (2.20)$$

ここで、

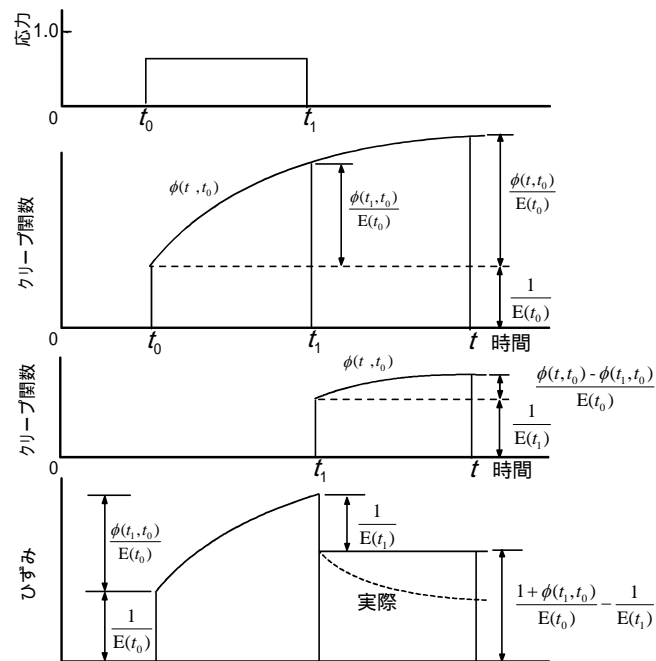
$$\phi = \phi_d + \phi_f$$

$\phi_d = \phi_d(t, t_0)$ : クリープひずみの遅れ弾性成分

$\phi_f = \phi_f(t, t_0)$ : クリープひずみの流動成分

その他、このクリープ速度法の欠点を改善した方法として流動速度法がある。本方法は、クリープの進行曲線を遅れ弾性および流動成分に分けて表現するもので、除荷後の回復挙動がより正確に表されるのが特徴である。



図-2.23 クリープ速度法における時間とひずみの関係<sup>54)</sup>

## (3) 逐次法

変化応力でのコンクリートのひずみは、弾性、クリープ、さらに収縮を含めて表現すると、式(2.21)で表される。なお、コンクリートのヤング係数の材齢に伴う増加は無視して一定と考えている。また、温度変化に伴うひずみの変化も対象としていない。

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E} \{1 + \phi(t, t_0)\} + \int_{t_0}^t \frac{\partial \sigma(\tau)}{\partial \tau} \cdot \frac{1 + \phi(t, \tau)}{E} \cdot d\tau + \varepsilon_{sh}(t, t_{sh}) \quad (2.21)$$

ここで、

$\varepsilon(t)$ : 着目する時間 $t(>t_0)$ においてコンクリートに生じるひずみ

$\sigma_0$ : 載荷時 $t_0$ におけるコンクリートの(当初)応力度

$E$ : コンクリートのヤング係数

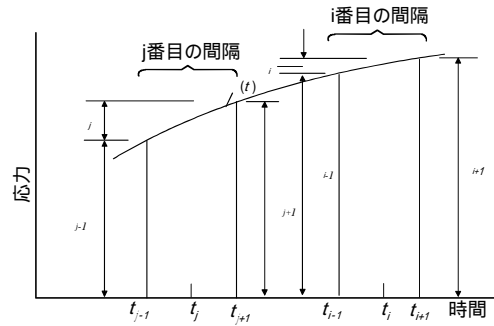
$\varepsilon_{sh}(t, t_{sh})$ : コンクリートの材齢 $t_{sh}$ で収縮が開始されたときの材齢 $t$ における収縮ひずみ

上式の第1項は当初の一定応力による(弾性+クリープ)ひずみ、第2項が変化応力によるひずみ、さらに第3項が収縮によるひずみを表すが、第2項の積分は特別な場合(すなわち、 $\sigma$ と $\phi$ が線形関係にある場合)を除いて解析的に求めることが困難である<sup>54)</sup>。図-2.24に示すように対象とする時間のある間隔ごとに分割して求積する方法が逐次法と呼ばれているが、幾つかの求積法が提案されている<sup>54)</sup>。

本解法の特徴は、任意なクリープや収縮の曲線を用いて段階的求積を行うので一般解がえられることであるが、その精度は求積の方法によるよりも時間の分割に関係すると言われている。

## (4) Trost-Bazant 法

式(2.21)の第2項の積分をレラクセーション係数  $\rho$  を用いて代数的近似によって求める方法が提案されている(式(2.23)参照)。これはコンクリートの材齢が進むにつれて小さくなっていくクリープ性能を時間  $(t-t_0)$  の間に生じる変化応力  $\{\sigma(t)-\sigma_0\}$  に係数  $\rho$  を乗じたクリープ係数とすることで対処しようとするものである。

図-2.24 逐次法における時間間隔の定義<sup>54)</sup>

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E} \{1 + \phi(t, t_0)\} + \frac{\sigma(t) - \sigma_0}{E} \{1 + \rho(t, t_0) \phi(t, t_0)\} + \varepsilon_{sh}(t, t_{sh}) \quad (2.22)$$

$$\rho(t, t_0) = \frac{\int_{t_0}^t \frac{\partial \sigma(\tau)}{\partial \tau} \cdot \phi(t, \tau) \cdot d\tau}{\{\sigma(t) - \sigma_0\} \phi(t, t_0)} < 1 \quad (2.23)$$

いま、考えている時間内の平均応力  $(\sigma(t) + \sigma_0)/2$  を上式に代入すると、 $\rho = 1/2$  となる。この値は、最終応力度の変化が当初応力度の 30%以内である場合には、DIN4227 でも認められている。Trost は変形拘束がある場合には  $\rho = 0.8$ 、持続荷重およびプレストレスによる応力の重合わせに関しては  $\rho = 0.7$  を推奨している<sup>55)</sup>。さらに数値解析によって、着目時点での有効コンクリート材齢が  $t = 180 \sim 200$  日である場合には  $\rho = 0.8$ 、また  $t < 180$  日では  $0.5 \sim 0.8$  にあることが確認されている<sup>55)</sup>。

Bazant は、式(2.24)に示すレラクセーション関数  $R$  を導入しているが、前述のレラクセーション係数  $\rho$  との間に式(2.25)の関係がある。収縮とクリープとが相似な関係にあるとき、これらの方法による誤差は小さいと言われている<sup>55)</sup>。

$$\sigma(t) = \sigma_0 R(t, t_0) \quad (2.24)$$

$$\rho(t, t_0) = \frac{1}{1 - R(t, t_0)} - \frac{1}{\phi(t, t_0)} \quad (2.25)$$

## 2.6.3 部材力としての時間依存性ひずみの取扱い

種類や材齢などの異なるコンクリートとコンクリートとの、あるいはコンクリートと鋼との合成断面における時間依存性ひずみの取扱いについては、多くの設計基準に示されている<sup>56)~58)</sup>。また、多くの研究成果も報告され<sup>59)~64)</sup>、著書としてまとめられている<sup>65)~67)</sup>。

これら部材の断面内におけるコンクリートの時間依存性ひずみによる、断面構成要素であるコンクリートや鋼材の応力あるいはひずみの変化は、一般に2つの方法によって求められている。すなわち、断面内の鋼材図心位置等における力の釣り合いおよびひずみの適合条件を用いる方法と、クリープの影響を考慮した、いわゆる換算断面を用いる方法である。どちらの方法においても、断面構成要素間の付着が完全であるとしている。さらに、収縮の進行は、一般にクリープの進行速度と同じであると仮定されている。

プレストレストコンクリート構造の設計で、最も一般的に用いられている時間依存性ひずみによる PC 鋼材緊張力の損失式(式(2.26))も前者の方法によって誘導されている<sup>67)~70)</sup>。

$$\Delta\sigma_{ps} = \frac{n \cdot \phi \cdot \sigma_{cp} + E_p \cdot \varepsilon_{sh}}{1 + n \cdot \frac{\sigma_{cpt}}{\sigma_{pt}} (1 + \phi / 2)} \quad (2.26)$$

ここで、

$\Delta\sigma_{ps}$  : コンクリートの時間依存性ひずみによる PC 鋼材の緊張応力度の減少量

$\phi, \varepsilon_{sh}$  : それぞれコンクリートのクリープ係数、および収縮度

$n$  : PC 鋼材とコンクリートとのヤング係数比 ( $= E_p / E_c$ )

$\sigma_{cp}, \sigma_{cpt}$  : それぞれ PC 鋼材図心位置における、持続荷重および緊張直後のコンクリートの応力度

$\sigma_{pt}$  : 緊張直後の PC 鋼材の応力度

参考文献

- 1)日本道路協会、“道路橋示方書・同解説 コンクリート橋編”, pp.37 および pp.85、平成 8 年 12 月
- 2)土木学会、“コンクリート標準示方書 設計編”, pp.30 および pp.38、平成 8 年 3 月
- 3)J.フルト著、村上澄雄訳、“構造物のクリープ”, 培風館、pp.7、昭和 48 年 12 月
- 4)上記 3)、pp.17～19
- 5)土質工学会編、“岩の工学的性質と設計・施工への応用”, pp.149、昭和 63 年 5 月
- 6)村田二郎、岡田清著、“フレッシュコンクリートのレオロジー・コンクリートの弾性とクリープ”, 山海堂、pp.155、昭和 56 年 5 月
- 7)土木学会、“コンクリート技術シリーズ コンクリートのクリープおよび乾燥収縮”, pp.2～6、平成 9 年 10 月
- 8)上記 6)、pp.111
- 9)後藤幸正、尾坂芳夫監訳、“ネビルのコンクリートの特性”, pp.296～323、技報堂、1979 年 11 月
- 10)上記 6)、pp. 18～112
- 11)上記 2)、pp. 27
- 12)土木学会、“コンクリートライブラリー69 コンクリートの力学特性に関する調査研究報告”, pp.79、平成 3 年 7 月
- 13)たとえば、
  - ・村田二郎、岡田清著、“フレッシュコンクリートのレオロジー・コンクリートの弾性とクリープ”, 山海堂、昭和 56 年 5 月
  - ・Nevill, A.M., et al, “Creep of plain and structural concrete”, Construction Press, 1983
- 14)H.リュツシュ、D.ユングビルト著、百島祐信訳、“コンクリート構造物のクリープと乾燥収縮”, pp.14～26、鹿島出版会、昭和 52 年 4 月
- 15)上記 9)、pp.278～296
- 16)上記 6)、pp.118～123
- 17)岩崎訓明著 “コンクリートの特性”, pp.119～120、共立出版、昭和 54 年 10 月
- 18)Nevill, A.M., et al, “Creep of plain and structural concrete”, pp.158～166, Construction Press, 1983
- 19)岩崎訓明、西林新蔵、青柳征夫共著、“フレッシュコンクリート・硬化コンクリート”, pp.202～203、技報堂, 1981.1
- 20)上記 6)、pp.115
- 21)上記 6)、pp.125～165
- 22)上記 18)、pp.17～138
- 23)上記 9)、pp.172～187
- 24)中川鶴太郎著、“レオロジー第2版”, pp.157～165、岩波書店、1980.10
- 25)上記 6)、pp.171～182
- 26)上記 9)、pp.320～321
- 27)上記 18)、 pp.216～232
- 28)上記 17)、pp.112～114

- 29) 上記 6)、pp.175～176
- 30) 上記 9)、pp.314
- 31) 上記 19)、pp.175～176
- 32) 岡田清編、“最新コンクリート工学”、pp.31～40、国民科学社、昭和 61 年 3 月
- 33) 上記 14)、pp.39～40
- 34) Bazant, Z.P., “Mathematical Modeling of Creep and Shrinkage of Concrete”, pp.99～215, John Wiley, 1988
- 35) Branson, D.E., “Deformation of Concrete Structure”, pp.11～26, MacGraw Hill, 1977
- 36) 阪田憲次ら、“コンクリートの乾燥収縮ひずみ予測式の提案”、セメント・コンクリート論文集 NO.43、pp.244～249、1989
- 37) 阪田憲次ら、“コンクリートのクリープひずみ予測式の提案”、コンクリート工学年次論文報告集 VOL.10-2、pp.271～276、1988
- 38) 建設コンサルタント協会近畿支部、“コンクリート斜張橋の設計上の諸問題に関する検討”、pp.13～19、昭和 62 年 3 月
- 39) 上記 12)、pp.84～89
- 40) 土木学会、“コンクリートライブラリー70 コンクリート標準示方書(平成 3 年版)改訂資料およびコンクリート技術の今後の動向”、pp.46～52、平成 3 年 7 月
- 41) 土木学会、“コンクリートライブラリー85 平成 8 年制定コンクリート標準示方書改訂資料”、pp.4～7、平成 8 年 2 月
- 42) ACI Committee 209, “Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effect in Concrete Structures”, SP76-10, 1982
- 43) 上記 14)、pp.30～40
- 44) 上記 18)、pp.191～199
- 45) CEB N°192, “CEB-FIP MODEL CODE 1990 First Draft”, pp.2-38～2-36, CEB, 1990
- 46) 上記 2)、pp.26～33
- 47) 横道英雄監訳、“レオンハルトのコンクリート講座 5 プレストレストコンクリート”、pp.224～230、鹿島出版会、昭和 58 年 9 月
- 48) 上記 1)、pp.37～42
- 49) 上記 6)、pp.167～168
- 50) 上記 18)、pp.246～247
- 51) 上記 17)、pp.116～117
- 52) 岡田清、神山一共著、“プレストレストコンクリートの設計”、pp.26、国民科学社、昭和 50 年 2 月
- 53) 上記 38)、pp.14～17
- 54) 上記 18)、pp.246～259
- 55) 上記 47)、pp.230～234
- 56) 上記 1)、pp.238～242
- 57) 日本道路協会、“道路橋示方書・同解説 鋼橋編”、pp.281～286、平成 8 年 12 月
- 58) 鉄道総合技術研究所編、“鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物”、pp.305～306、平成 4 年 10 月
- 59) 北島彰夫、“鋼・コンクリート合成構造の汎用クリープ・乾燥収縮解析”、pp.10～24、

川田技報 VOL.3、1983.1

- 60)小宮正久他、“任意形コンクリート構造物のクリープ解析法に関する一提案”、pp.8～17、プレストレストコンクリート VOL.29 NO.2、1987.5
- 61)Trost, H. et al, “Zur auswirkung von Zwangungen in Spannbetontragwerken”, pp.194～199, Beton und Stahlbetonbau, 1970.8
- 62)Dilger, W.H. et al, “Analysis of Composite Prestressed Concrete Beams”, pp.2109～2121, jour. of the structural division, ASCE, 1974.10
- 63)Kurita, A., “Vereinfachte Berechnungsmethod fur Kriechen und Schwinden in Verbundkonstruktionen”, 1983.8
- 64)土木学会、“構造工学シリーズ 3 鋼・コンクリート合成構造の設計ガイドライン”、pp.74～80、平成元年3月
- 65)上記18)、pp.264～286
- 66)上記17)、pp.238～262
- 67)上記52)、pp.88～91
- 68)渡辺明、藤井学、小林和夫共著、“プレストレストコンクリートの力学”、pp.31～33、技報堂、1981.4
- 69)上記1)、pp.35～36
- 70)上記2)、pp.133～134

## 第 3 章

時間依存性ひずみの予測が  
コンクリート構造物に及ぼす影響に関する研究

### 3.1 研究の課題と目的

2.5 節でコンクリートの時間依存性ひずみの予測についてまとめたが、国内設計基準でも2つの方法が示されている。その他国外の設計基準を含めると、さらに多くの方法が提案され、あるいは規定されている。本来、これらの予測あるいは予測法が設計的に重要ではなく、その結果として、構造物の性能に如何に影響を及ぼすかを照査することが、重要である。その主要な照査項目として、構造物の部材応力度やたわみなどの変形量が挙げられる。これらを照査する手法も、2.6 節で見たように各種方法が提案されている。しかし、これらのどの方法にも解析上の仮定なり近似がなされており、解析結果に影響を及ぼさうる問題を含んでいる。

本章では、このような時間依存性ひずみに関わる設計面における現状を踏まえて、これらを課題と考え、解析的な研究によってその設計上の解決を図ることを目的としている。

具体的には、以下の内容について検討を加え、コンクリートの時間依存性ひずみの予測と設計における課題の解決を試みた。

コンクリートの時間依存性ひずみに関する予測法の相違が、構造物の部材応力度や変形量にどの程度影響するか。

部材応力度を算定する際に、一般的になされている仮定や近似が結果としての応力度にどの程度影響するか。

### 3.2 時間依存性ひずみによる部材応力度の算定における問題点と逐次法による解法

#### 3.2.1 時間依存性ひずみによる部材応力度の算定における問題点

時間依存性ひずみに関するコンクリート構造物の設計における取扱いについては、2.6 節で概述したように、いくつかの方法がすでに提案され、設計実務に用いられている。これらのうちで最も一般に用いられている、プレストレストコンクリート構造における PC 鋼材緊張力の損失式(式(2.26))に着目して、その適用上の問題点を整理すると次のようである。なお、PC 鋼材のレラクセーションは、コンクリートの時間依存性挙動に比して短い時間で終了するので、本式の適用に際しては、すでに終了しているとしているのが一般である。

クリープと収縮の進行速度を同一としている。

クリープおよび収縮ひずみの最終値、すなわち予測値を用いる形となっている。ひずみの進行速度は同じと仮定されているが、これらの進行速度が異なる場合には、適用に注意する必要がある。

緊張力の損失が直線的に生じるものとしている。

緊張力の損失による弾性回復を考えると、その平均的な損失による回復を見込んでいる。その際、その直線的損失を仮定しているが、必ずしも一様な損失とはならない。式(2.26)の分母の係数  $1/2$  はこの仮定によるものであるが、仮定の仕方によっては 0 から 1 の範囲の値をとりうる。



緊張によって不静定力である2次力が生じる場合には、誤差が生じる。

算定式の誘導の際には、PC鋼材図心位置での力の釣合いとひずみの適合条件を用いている。しかし、2次力が生じると、緊張合力位置とPC鋼材図心位置が一致しないために誘導仮定と矛盾する。したがって、大きな2次力が生じるときには大きな誤差が生じる。一定応力を対象にして誘導させている。

緊張時にすべての持続応力が作用すると考えて誘導されている。したがって、不静定構造物の場合には、時間依存性ひずみの進行に伴って不静定力が発生して、応力の変化を生じるため、変化応力状態での損失を考える必要がある。

断面内に存在するPC鋼材、鉄筋による拘束効果が考慮されていない。

コンクリートは時間依存性材料であるが、断面内にある鉄筋およびPC鋼材はいわば非時間依存性材料である。この非時間依存性材料が無視されている。この非時間依存性材料によって見掛け上、時間依存性ひずみは小さくなる。この影響を見込んだひずみ予測は一般に困難であるので、算定式の中で考慮するのが望ましい。

### 3.2.2 逐次法による応力解析

時間依存性ひずみの影響を算定するときの問題点を、一般的に用いられている式(式(2.26))を例に指摘した。これらの問題点を解決する方法として、ここでは逐次法による応力解析法を用いて本研究を展開することとし、以下にその方法を述べる。

#### (1) 逐次法の概要

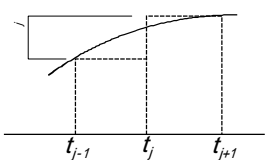
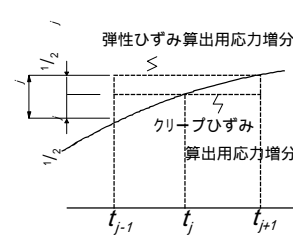
式(2.21)に示した変化応力の下での時間依存性ひずみを解析的に求めることは、特殊な場合(ととが線形関係にある場合)を除いて困難である。逐次法はある時間間隔ごとに分割して求積するもので、図-2.24に示したクリープ曲線の重ね合わせの原理を適用するものである。

変化応力の分割法には、図-3.1に示すようにステップ法とインパルス法がある<sup>1),2)</sup>。また、時間分割の方法にもいくつかの方法(表-3.1参照)が考えられているが、時間間隔を細かくすれば方法による違いはないとされている<sup>3)</sup>。さらに、時間間隔も対数軸上で等間隔にすると、よい精度がえられるとも言われている<sup>4)</sup>。

本研究では、変化応力履歴をステップ法によって段階的応力履歴で表すこととする。時間依存性ひずみは、図-3.2のように分割された応力とひずみによって下式のように表される。

変化応力 $\sigma(t)$ が既知であれば、上式より時間依存性ひずみの時間曲線( ,  $\epsilon_{sh}$ )を用いて、直接ひずみを求めることができる。しかし、不静定構造物のように時間依存性ひずみによって不静定力が発生し、応力変化が生じる場合には、あらかじめそれを求めることが困難である。

表-3.1 逐次法における各種求積方法<sup>4)</sup>

	方法	方法	方法	方法
仮定	<ul style="list-style-type: none"> <li>・応力増加 <math>\Delta\sigma_j</math> は、j 番目の間隔の中央（時間 <math>t_j</math>）で作用する。</li> <li>・弾性ひずみ成分は、<math>E(t_j)</math> を用いて計算する。</li> <li>・クリープは <math>t_j</math> より生じる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ <math>j</math> は、j 番目の間隔の始まり（<math>t_{j-1}</math>）で作用する。</li> <li>・弾性ひずみは、<math>\Delta\sigma_j</math>、<math>E(t_{j-1})</math> を用いて計算する。</li> <li>・ <math>1/2 \Delta\sigma_j</math> が時間間隔全長に亘ってクリープを生じさせるとしてクリープを計算する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・台形則を用いる。</li> <li>・弾性およびクリープ特性は <math>t_{j-1}</math> と <math>t_{j+1}</math> との平均を用いる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・シンプソン則を用いる。</li> </ul>
j 番目の間隔の終わり（時間 $t_{j+1}$ ）でのひずみの増分 $\varepsilon_j(t_{j+1})$	$= \Delta\sigma_j \cdot \Phi(t_{j+1}, t_j)$	$= \frac{\Delta\sigma_j}{E(t_{j-1})} \cdot \left[ 1 + \frac{1}{2} \phi(t_{j+1}, t_{j-1}) \right]$	$= \frac{\Delta\sigma_j}{2} \cdot [\Phi(t_{j+1}, t_{j-1}) + \Phi(t_{j+1}, t_{j+1})]$	$= \frac{\Delta\sigma_j}{6} [\Phi(t_{j+1}, t_{j-1}) + 4\Phi(t_{j+1}, t_j) + \Phi(t_{j+1}, t_{j+1})]$
i 番目の間隔の終わり（時間 $t_{i+1}$ ）でのひずみの増分 $\varepsilon_i(t_{i+1})$	$= \Delta\sigma_j \cdot \Phi(t_{i+1}, t_j)$	$= \frac{\Delta\sigma_j}{E(t_{j-1})} \cdot \left[ 1 + \frac{1}{2} \phi(t_{i+1}, t_{j-1}) \right] + \frac{1/2 \Delta\sigma_j}{E(t_{j+1})} \cdot \phi(t_{i+1}, t_{j-1})$	$= \frac{\Delta\sigma_j}{2} \cdot [\Phi(t_{i+1}, t_{j-1}) + \Phi(t_{i+1}, t_{j+1})]$	$= \frac{\Delta\sigma_j}{6} [\Phi(t_{i+1}, t_{j-1}) + 4\Phi(t_{i+1}, t_j) + \Phi(t_{i+1}, t_{j+1})]$
i 番目の間隔の終わりでの全ひずみ $\varepsilon_i(t_{i+1})$	$= \sum_{j=1}^i \Delta\varepsilon_j(t_{i+1})$	同 左	同 左	同 左
備 考			$\Phi(t, t_0) = \frac{1}{E(t_0)} [1 + \phi(t, t_0)] ; \text{クリープ関数}$	

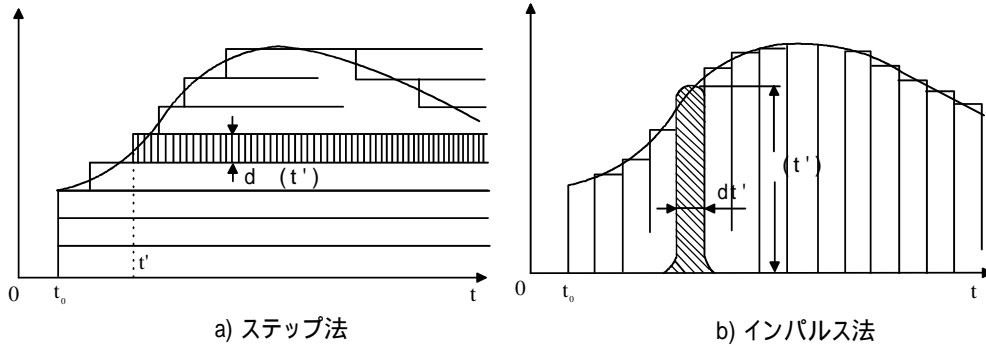


図-3.1 任意な応力履歴の表現<sup>1) 2)</sup>

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E} \left[ 1 + \sum_{i=1}^n \Delta\phi_i \right] + \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_i}{E} \left( 1 + \sum_{j=i}^n \Delta\phi'_{ji} \right) + \sum_{i=1}^n \Delta\varepsilon_{sh,i} \quad (3.1)$$

ここで、

$E$  : コンクリートのヤング係数

$\sigma_0$  : 持続荷重によるコンクリートの当初応力度

$$\Delta\sigma_i = \sigma(t_i) - \sigma(t_{i-1})$$

$$\Delta\phi_i = \phi(t_i, t_0) - \phi(t_{i-1}, t_0)$$

$$\Delta\phi'_{ji} = \phi(t_j, t'_i) - \phi(t_{j-1}, t'_i)$$

$$\Delta\varepsilon_{sh,i} = \varepsilon_{sh}(t_i, t_s) - \varepsilon_{sh}(t_{i-1}, t_s)$$

$$t_i = t_0 \cdot 10^{\Delta t \cdot i}$$

$$\Delta t = (\log t - \log t_0) / n$$

$$t'_i = t_0 \cdot 10^{\Delta t \cdot (i-1/2)}$$

$n$  : 時間 $t_0 \sim t$ 間の時間分割数

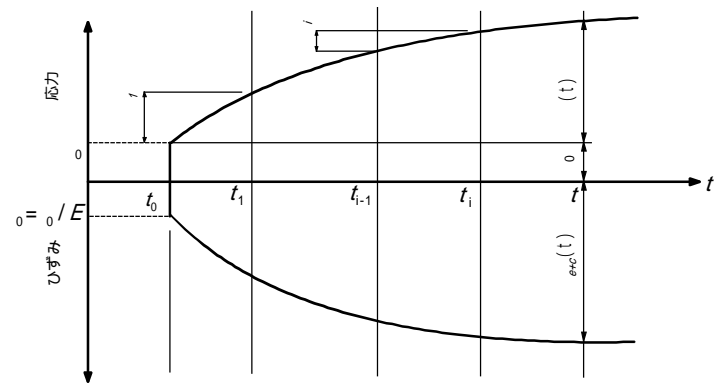
逐次法では、問題とする時間までを分割して各時間間隔で生じる応力を求め、それらを累積して変化応力とするものである。ここでは、図-3.3 に示す計算手順で、ある時間間隔内の発生変化応力を繰り返し計算によって求める。ただし、コンクリート断面には、ひびわれが生じていないものと仮定している。

## (2) マトリックス変位法による応力解析

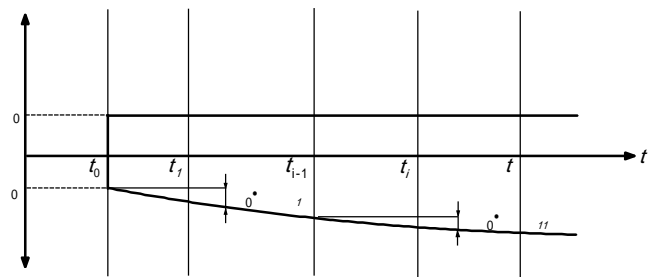
### a) 断面特性

ある時間間隔内の断面特性は、図-3.4、表-3.2 を参考にして時間依存性ひずみの影響を考慮して次式のように算出できる。

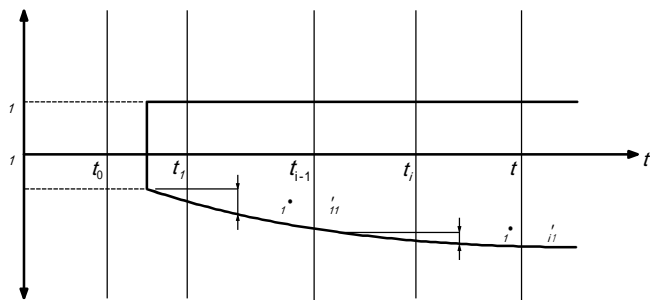
$$\begin{aligned} I_v &= I - A_v \cdot y_v^2 \\ W_v &= I_v / y \end{aligned} \quad (3.2)$$



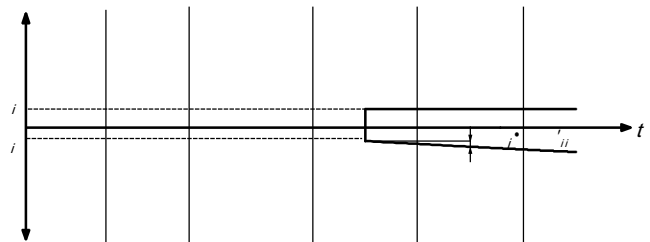
(a)全応力



(b)一定応力



(c)変化応力(ステップ1)



(d)変化応力(ステップi)

図-3.2 逐次法におけるひずみの求め方

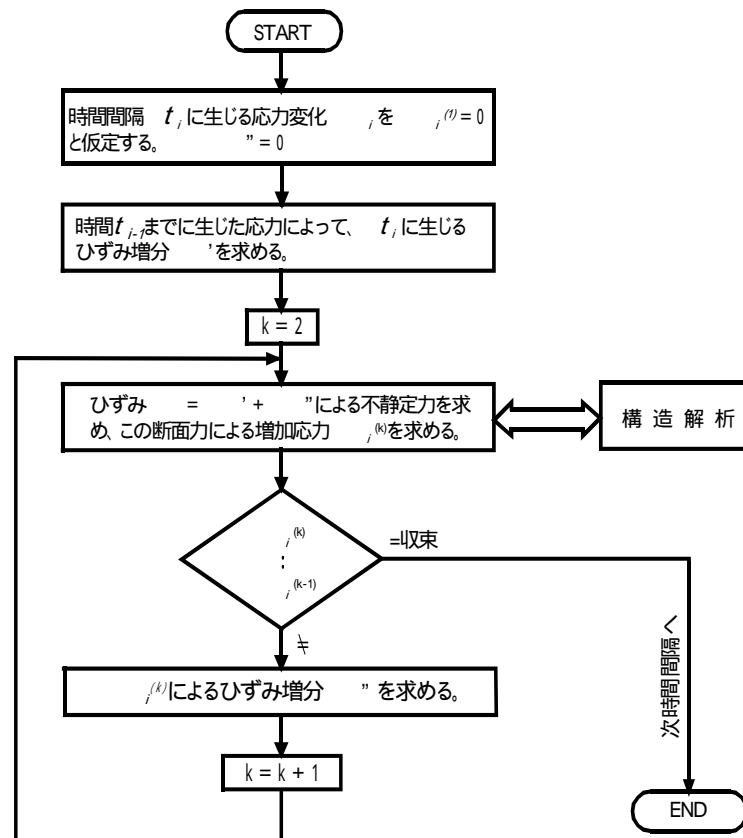


図-3.3 各時間間隔における計算フロー

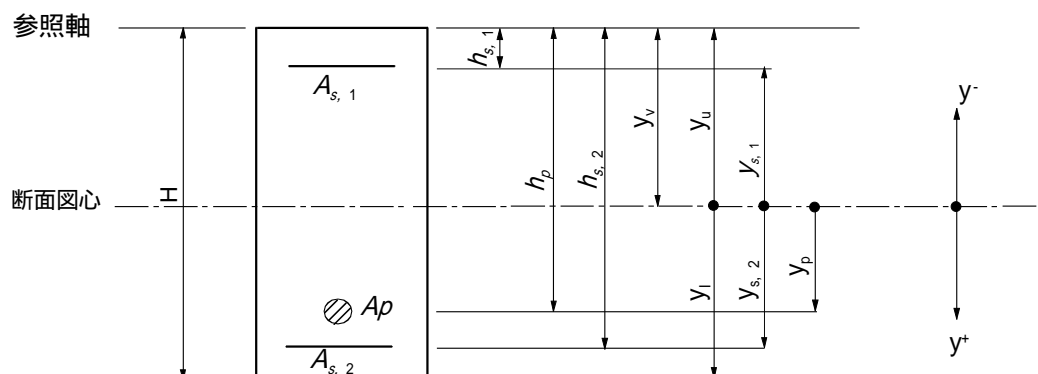


図-3.4 記号定義図

ここで、

$I$ : 換算断面定数で参照軸に関する断面2次モーメント

$A_v, I_v$ : 換算断面に関する断面積、断面2次モーメント

$W_v$ : 換算断面に関する断面係数で、距離 $y$ は次のとおりである。

$y_u = -y_v$ : 換算断面図心から断面上縁までの距離

$y_l = H + y_u$ : 換算断面図心から断面下縁までの距離

$y_{s,i} = h_{s,i} - y_v$ : 換算断面図心から鉄筋( $i$ )までの距離

$y_p = h_p - y_v$ : 換算断面図心からPC鋼材までの距離

$y_v = G_v / A_v$ : 参照軸から換算断面図心までの距離

表-3.2 断面定数算出表

	断 面 積	断面1次モーメント	断面2次モーメント
コンクリート	$A_c = \int dA$	$G_c = \int y dA$	$I_c = \int y^2 dA$
鉄筋	$A_s = n_i^s \cdot \sum_j A_{s,j}$	$G_s = n_i^s \cdot \sum_j A_{s,j} \cdot h_{s,j}$	$I_s = n_i^s \cdot \sum_j A_{s,j} \cdot h_{s,j}^2$
PC鋼材	$A_p = n_i^p \cdot A_p$	$G_p = n_i^p \cdot A_p \cdot h_p$	$I_p = n_i^p \cdot A_p \cdot h_p^2$
	$A_v = A_c + A_s + A_p$	$G_v = G_c + G_s + G_p$	$I_v = I_c + I_s + I_p$

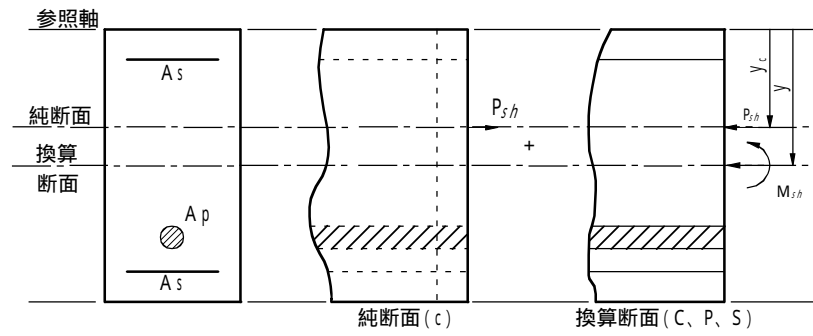
$$n_i^s = n_{i-1}^s \cdot (1 + \Delta\phi_i); \text{時間}\Delta t_i \text{での鉄筋に対するヤング係数比}$$

$$n_i^p = n_{i-1}^p \cdot (1 + \Delta\phi_i); \text{時間}\Delta t_i \text{でのPC鋼材に対するヤング係数比}$$

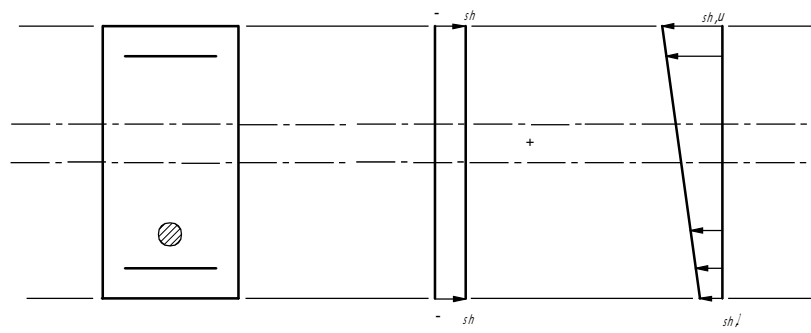
$$n_0^s = E_s / E, n_0^p = E_p / E$$

#### b) 時間依存性ひずみによる応力

収縮による応力は図-3.5に示すようにして求める<sup>5)</sup>。まず、収縮ひずみを生じるコンクリートのみ(純断面)について、このひずみによる変形を元の状態に戻す力  $P_{sh}$  を純断面図心に作用させる。つぎに換算断面図心に関してこの力を解放する。したがって、断面構成要素であるコンクリート、鋼材のひずみは図-3.5c)のようになる。すなわち、コンクリートには  $-\epsilon_{sh} + \epsilon_{sh}(y)$ 、鋼材には  $\epsilon_{sh}(y)$  のひずみが生じる。各要素の応力はそれぞれの要素のヤング係数を乗じることで求められる。換算断面での各要素のひずみは次式のとおりである。



(a) 内力のつりあい関係



(b) ひずみの関係

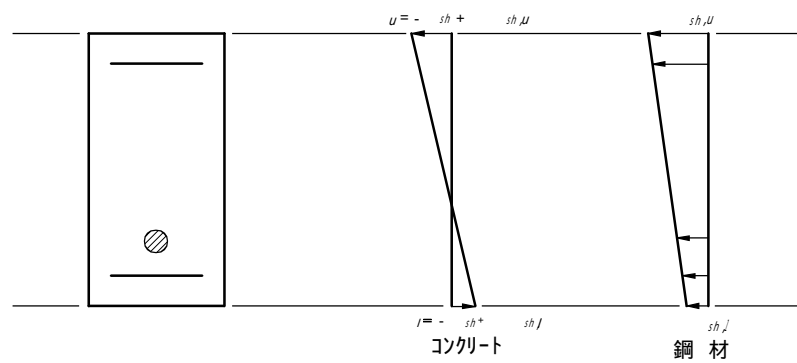


図-3.5 収縮ひずみによる内力のつりあい

$$\begin{aligned}\Delta\Delta\varepsilon_{sh}(y) &= \{\Delta P_{sh}/A_v + \Delta M_{sh}/W_v(y)\}/E_i \\ &= \Delta\varepsilon_{sh} \cdot A_c \cdot \{1/A_v + (y_c - y_v)/W_v(y)\}\end{aligned}\quad (3.3)$$

ここで、

$$\Delta P_{sh} = E_i \cdot A_c \cdot \Delta\varepsilon_{sh}$$

$$\Delta M_{sh} = \Delta P_{sh}(y_c - y_v)$$

$$E_i = E_0/(1 + \Delta\phi_i) : \text{時間}\Delta t_i \text{でのコンクリートのヤング係数}$$

$$A_v, A_c : \text{換算断面積および純断面積}$$

$$W_v(y) : \text{換算断面に関する断面図心から距離}y\text{での断面係数}$$

$$y_v, y_c : \text{参照軸から換算断面図心および純断面図心までの距離}$$

$$\Delta\varepsilon_{sh} : \text{時間}\Delta t_i \text{におけるコンクリートの収縮ひずみ増分}$$

クリープに関しても同様な方法によって応力を求める<sup>5)</sup>。この場合、変形前の元の状態に戻す力  $P_k$  の作用位置に注意して(図-3.6 参照)、換算断面での各要素のひずみ  $\varepsilon_k(y)$  は次式で求められる。

$$\begin{aligned}\Delta\Delta\varepsilon_k(y) &= \{\Delta P_k/A_v + \Delta M_k/W_v(y)\}/E_i \\ &= \{\Delta\varepsilon_{k,u} \cdot A_c - (\Delta\varepsilon_{k,u} - \Delta\varepsilon_{k,l})/H \cdot G_c\} \times \{1/A_v + (\eta - y_v)/W_v(y)\}\end{aligned}\quad (3.4)$$

ここで、

$$\Delta P_k = E_i \cdot \{\Delta\varepsilon_{k,u} \cdot A_c - (\Delta\varepsilon_{k,u} - \Delta\varepsilon_{k,l})/H \cdot G_c\}$$

$$\Delta M_k = \Delta P_k \cdot (\eta - y_v)$$

$$\eta = \{\Delta\varepsilon_{k,u} \cdot G_c - (\Delta\varepsilon_{k,u} - \Delta\varepsilon_{k,l})/H \cdot I_c\} \times 1 / \{\Delta\varepsilon_{k,u} \cdot A_c - (\Delta\varepsilon_{k,u} - \Delta\varepsilon_{k,l})/H \cdot G_c\}$$

$$A_c, G_c, I_c : \text{参照軸に関するコンクリートの断面積、断面 1 次および 2 次モーメント}$$

$$H : \text{断面高}$$

$$\Delta\varepsilon_{k,u}, \Delta\varepsilon_{k,l} : \text{断面上縁および下縁でのクリープひずみ増分}$$

### c) 剛性方程式

部材の剛性方程式は、式(3.5)のように一般的な形で表される<sup>6)</sup>。

$$\{f\} = [k]\{u\} - \{f_0\}\quad (3.5)$$

ここで、

$$\{f\} : \text{節点力ベクトル}$$

$$[k] : \text{剛性マトリックス}$$

$$\{u\} : \text{節点変位ベクトル}$$

$$\{f_0\} : \text{初期力ベクトル}$$



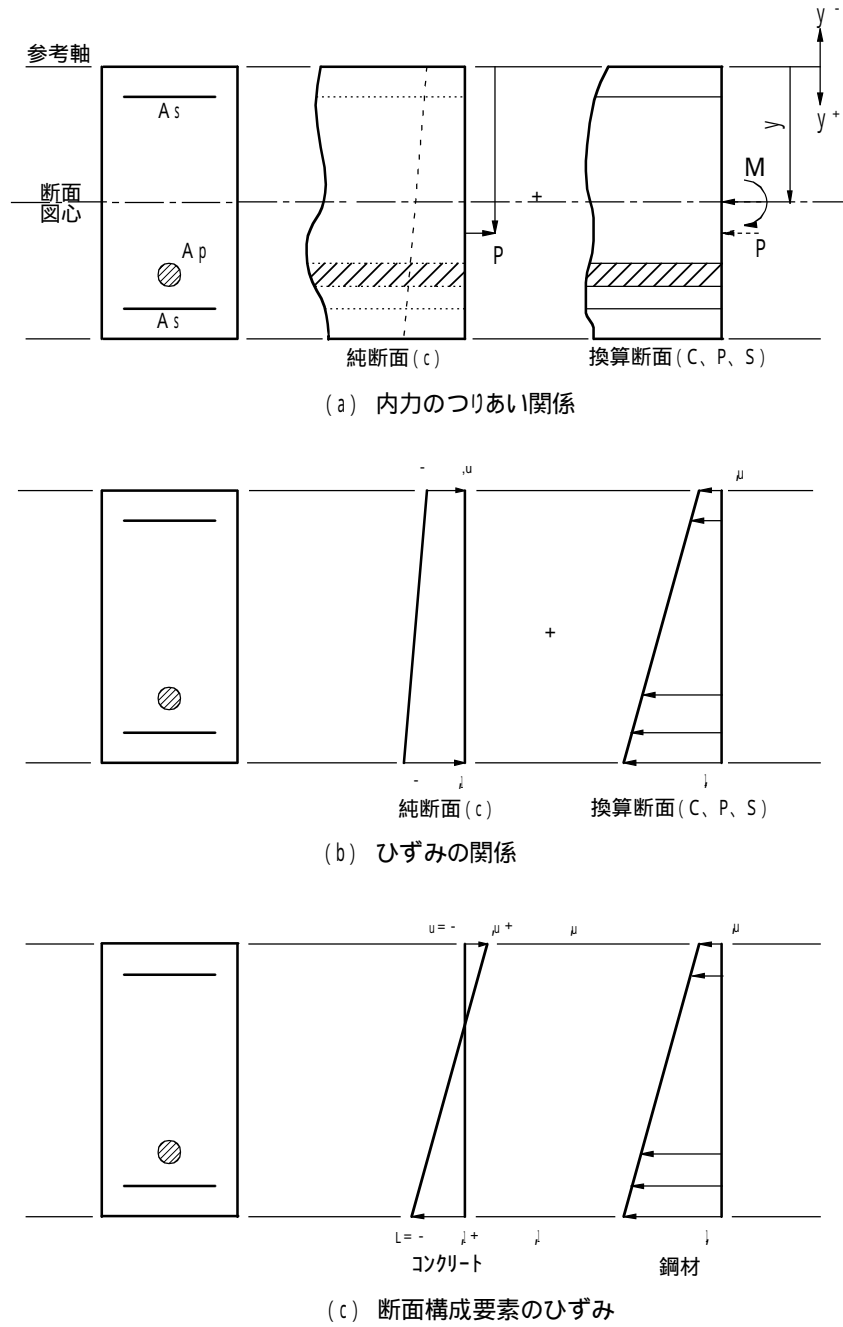


図-3.6 クリープひずみによる内力のつりあい

コンクリートの時間依存性ひずみが、断面内の鋼材によって拘束される結果として内力が発生する。この内力が上述の式(3.3)および(3.4)で示した  $P$ 、 $M$  であるが、その部材の初期力ベクトルである等価節点力ベクトルに変換する必要がある。

部材内の内力の分布を、図-3.7 のように部材軸に沿って一様に変化すると仮定すると、その初期力ベクトルは式(3.6)で表される<sup>6)</sup>。

$$\begin{pmatrix} N_i \\ S_i \\ M_i \\ N_j \\ S_j \\ M_j \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -\Delta N_i(1-\gamma_N/2) \\ -\Delta M_i \cdot \gamma_M / L \\ -\Delta M_i \\ \Delta N_i(1-\gamma_N/2) \\ \Delta M_i \cdot \gamma_M / L \\ \Delta M_i(1-\gamma_M) \end{pmatrix} \quad (3.6)$$

ここで、

$$\gamma_N = 1 - \Delta N_j / \Delta N_i$$

$$\gamma_M = 1 - \Delta M_j / \Delta M_i$$

$L$ : 部材長

剛性マトリックスは一般的な平面剛節構造の場合と同じものとなる。ただし、材料および断面特性は各時間間隔での値を用いる必要がある。せん断変形の影響を無視すると、次式で表される。なお、非時間依存性材料から成る部材では、時間間隔ごとで変化しない一定な値を用いる。

$$[k] = \begin{bmatrix} E_i A_v / L & & & & & \\ 0 & 12E_i I_v / L^3 & & & & \\ 0 & 6E_i I_v / L^2 & 4E_i I_v / L & & & \\ -E_i A_v / L & 0 & 0 & E_i A_v / L & & \\ 0 & -12E_i I_v / L^3 & -6E_i I_v / L^2 & 0 & 12E_i I_v / L^3 & \\ 0 & 6E_i I_v / L^2 & 2E_i I_v / L & 0 & -6E_i I_v / L^2 & 4E_i I_v / L \end{bmatrix} \quad \text{Symm.} \quad (3.7)$$

#### d) 発生不静定力による応力増分

部材ごとの剛性方程式を重ね合わせて構造全体としての剛性方程式を作り、そして解くことによってその時間間隔での時間依存性ひずみによる断面力が求められる。この発生断面力による断面の応力増分は、下式によって求められる。

$$\Delta \sigma = \frac{\Delta N}{A_v} + \frac{\Delta M}{W_v} \quad (3.8)$$

ここで、

$\Delta N, \Delta M$ : 発生した軸力および曲げモーメント

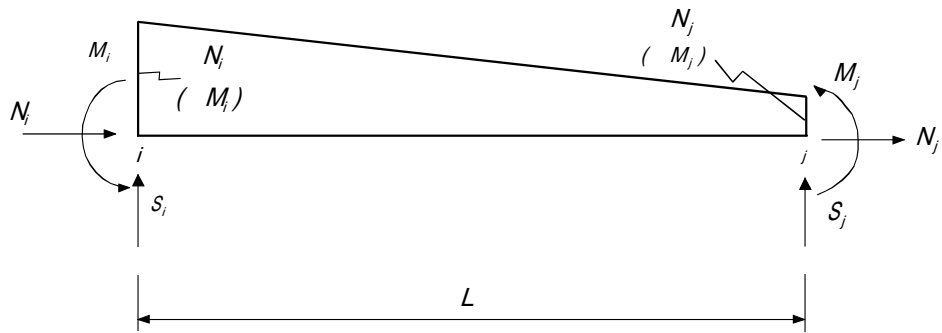


図-3.7 等価節点力の定義図

### 3.3 時間依存性ひずみの予測が部材の応力および変位に及ぼす影響

#### 3.3.1 目的および計画

第2章 2.5.3 節で述べたように国内の設計基準では、時間依存性ひずみの予測法として2つの方法が採用されている<sup>7,8)</sup>。これらは、ともにひずみの最終値を予測するのみならず、時間の経過とともに如何に生じるか、時間的進行の大きさをも予測するものである。また、これらの予測の結果を直接的に反映する PC 鋼材緊張力の損失算定式に幾つかの問題点があることも前節 3.2.1 で記した。

本節では、幾つかのプレストレストコンクリート構造物を取り上げ、以下の点について明らかにする。

##### 1) 予測法とその予測結果の関係

時間依存性ひずみの予測法として、コンクリート標準示方書(以下、コン示と略記)<sup>7)</sup>および道路橋示方書(以下、道示と略記)<sup>8)</sup>による方法を対象とする。ここでは、コンクリートの予測結果について述べ、その違いを明らかにする。

##### 2) 構造物の応力や変位に及ぼす影響

予測法の違いによって構造物の応力や変位がどのように異なるかを明らかにする。ここでは、とくに構造物の構造系の影響、および時間依存性ひずみのひずみ速度に着目し、これらの構造的応答の最終値のみならず経時的变化について言及する。

##### 3) 現行設計法における応力度算定法の適用性

PC 鋼材緊張力の損失量算定式に含まれる仮定が、時間依存性ひずみの予測方法、さらにプレストレストコンクリート構造物の構造形式の相違によってどの程度の相違を生じるかを示し、その適用性について考察する。さらに、コンクリートの応力度算定に関しても如何なる問題を含んでいるかを明らかにし、その適用性について考察する。

本節で用いる解析手法は前節で述べた逐次法である。次のような仮定を設けて解析的検討を行う。なお、このような仮定を設けても、3.2.1 節で指摘した PC 鋼材緊張力の損失に関する算定式に含まれる問題点は解決されている。

対象とする構造物は支保工上で一括施工されるものとし、荷重(橋体および橋面荷重、プレストレッシング力)はすべてプレストレッシング時に作用する。

PC 鋼材のレラクセーションは導入直後に終了する。

プレストレッシングによる2次力は荷重として扱う。

断面内の鉄筋による拘束については考慮しない。

プレストレス導入時のコンクリート材齢を  $t_0=5$  日とし、この日より収縮が生じるとする。

コンクリート材齢 20,005 日までを 10 分割して解析する。

表-3.4 に解析ケースおよび仮想建設場所の環境条件を、また表-3.3 に使用コンクリート

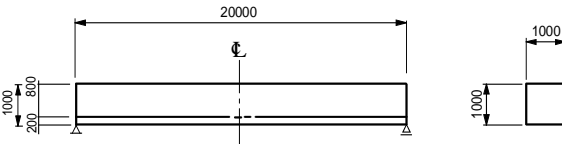
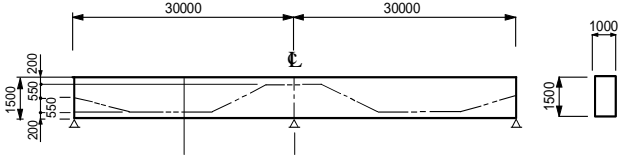
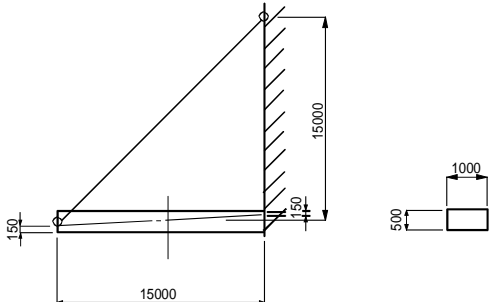
の想定配合を示す。これらの解析は文献 9) に準じて行うが、普通セメントを用いたコンクリートに変更している。配合はレディーミクストコンクリートを参考にした<sup>10)</sup>。このことによって、上記の 2 つの方法による予測では、前述したように材料的に同等であると考えられる(2.5.3 節(3)、(4)参照)。

表-3.4 で示した解析 3 ケースのうち、ケース 1 は最も標準的な単純桁構造で、予測方法の差が構造物の応答である変位・応力に直接的に現れる場合を想定している。ケース 2 は外的不静定次数が 1 次の連続桁構造で、時間依存性ひずみによって不静定力が生じる場合である。この不静定力による新たなクリープが生じ、構造物の応答を複雑化させる要因に着目している。さらに、ケース 3 は同じく 1 次不静定構造であるが、構造系内に非時間依存性ひずみ部材(斜材)を有する斜吊桁構造の場合である。この斜材が時間依存性ひずみ部材(コンクリート桁)に及ぼす影響に着目している。

表-3.3 コンクリートの配合

粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランブ (cm)	空気量 Air (%)	水セメント 比W/C (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )				
				水	セメント	細骨材	粗骨材	混和材
20	8 ± 2	4	41	171	417	676	1053	1.04

表-3.4 解析ケース

	構造形式、断面形状、ケーブル配置	P C 鋼 材			共 通 事 項
ケ ー ス 1	 <p>(単位:mm)</p>	種類, 本数 ; 10-12 7 $(A_p = 461.8 \text{ mm}^2)$ 導入緊張力 ; $p_t = 86.6 \text{ kgf/mm}^2$ シース径 ; $\approx 45 \text{ mm}$			1) 荷重 ・橋体荷重 - $2.5 \text{ tf/m}^3$ ・橋面荷重 - $1.0 \text{ tf/m}$ 2) コンクリート ・普通ポルトランドセメント ・設計基準強度 $300 \text{ kgf/cm}^2$ ・ヤング係数 $2.95 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ ・配合 (表-3.4参照) 3) P C 鋼材 (SWPRA, SBPRB) ・レラクセーション係数 5% (SWPRA) 4) 架設 ・支保工上施工 5) 環境条件 ・湿度 70% R.H. ・温度 20
ケ ー ス 2	 <p>(単位:mm)</p>	種類, 本数 ; 7-12 T12.4 $(A_p = 1114.8 \text{ mm}^2)$ 導入緊張力 ; $p_t = 89.7 \text{ kgf/mm}^2$ シース径 ; $\approx 70 \text{ mm}$			
ケ ー ス 3	 <p>(単位:mm)</p>		主 鋼 材	斜 材	
		種類, 本数	10- 26 $(A_p = 530.9 \text{ mm}^2)$	1- 26	
		導入緊張力	30tf / ケーブル	0	
		シース径	35mm	—	

### 3.3.2 結果および考察

#### (1) 時間依存性ひずみの予測結果の比較

表-3.4 の検討ケースにおける時間依存性ひずみの最終値および進行曲線を、表-3.5 および図-3.8 に示す。上図表の結果より、両者にかんがりの予測差が見られる。なお、ここではコン示の算定結果のうち、クリープに関してはクリープ係数として示している。

表-3.5 時間依存性ひずみの最終値

	ケース1			ケース2			ケース3		
	クリープ係数	収縮ひずみ( $\mu$ )	部材厚(mm)	クリープ係数	収縮ひずみ( $\mu$ )	部材厚(mm)	クリープ係数	収縮ひずみ( $\mu$ )	部材厚(mm)
コン示	1.28	-145	250	1.28	-85	300	1.31	-267	167
道示	2.53	-188	750	2.46	-185	900	2.67	-196	500

2.5.3 節で記したようにコン示および道示で部材厚の定義が異なっている。その結果、表-3.5 に示すように異なった結果になる。このような結果をもたらす大きな要因は、道示では、環境条件に関する係数  $\beta$  が部材厚  $A/u$  に乗じられた仮定の、すなわち見掛けの部材厚を用いていることである。ここで仮定している環境条件は湿度 70% R.H. で、 $\beta = 3$  である。このことを無視すれば、すなわち  $\beta = 1$  とすれば、道示の  $A/u$  とコン示の  $V/s$  はほぼ等しい。

表-3.5 の予測の最終値について部材厚と関係づけてまとめると、図-3.9 のようになる。この図より、両予測法は部材厚と関連づけて特徴づけられるが、とくにコン示では、部材厚の増加に伴って、収縮ひずみは直線的に大きく減少し、またクリープ係数はほとんど変化しないことが解かる。一方、道示では部材厚の増加に伴って、収縮ひずみはわずかであるが直線的に減少している。逆にクリープ係数は増加するが、その変化の割合は小さい。

さらに、各時間依存性ひずみの進行度について比較する。なお、進行度は最終予測値に対する、それぞれの材齢での割合と定義している。また最終予測値は、計算終了時（コンクリート材齢 20,005 日）の予測値としている。図-3.10 に示すように両予測法で大きく異なる。まずクリープについて見ると、コン示では、進行度 60% に 1~2 ヶ月（30~60 日）程度で、進行度 80% に 2~5 ヶ月（60~150 日）程度で達し、さらに 1~3 ヶ年（360~1,000 日）で終了している。一方、道示では計算年数（55 年）ではほぼ終了した状態に達しているが、進行度 60% で 1~1.5 ヶ年（360~550 日）程度、進行度 80% で 3~6 ヶ年（1,000~2,100 日）程度を要している。

収縮について見ると、コン示では検討ケースによる違いはなく、進行度 60% に 6 週（42 日）程度で、進行度 80% に 5 ヶ月（150 日）程度で達し、さらに 1~3 ヶ年（360~1,000 日）で終了している。道示では、計算年数（55 年）ではほぼ終了した状態に達しているが、進行度 60% で 2.5~4 ヶ年（900~1,400 日）程度、進行度 80% で 6~10.5 ヶ年（2,100~3,700 日）程度を要している。

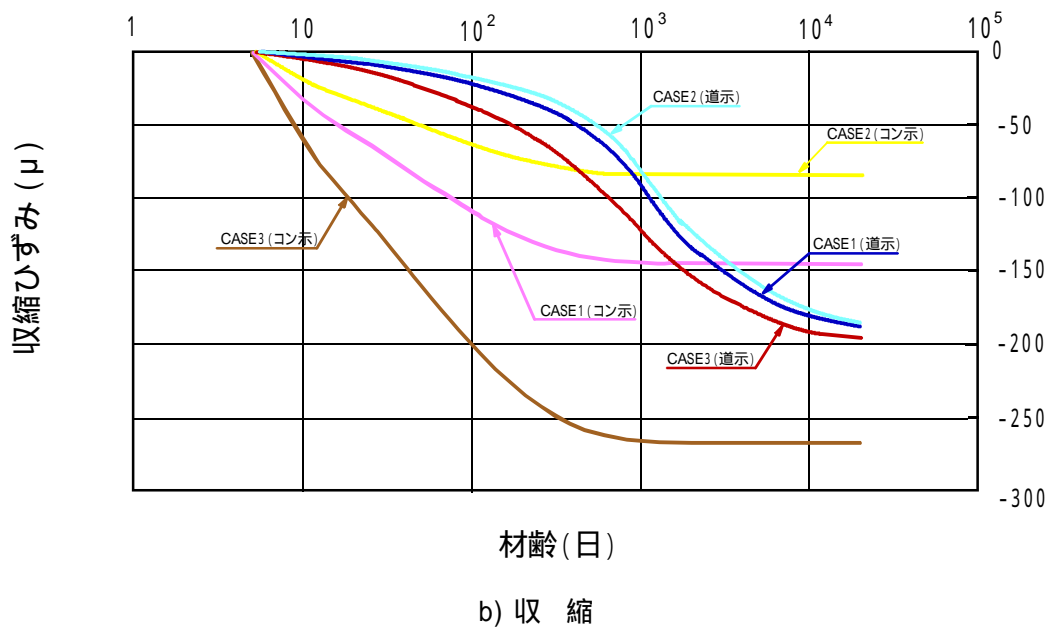
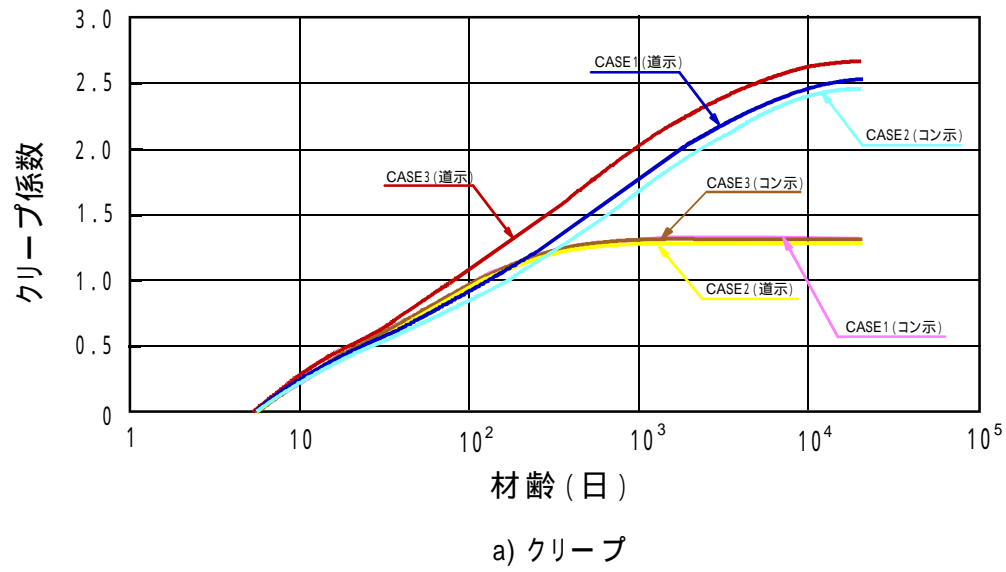
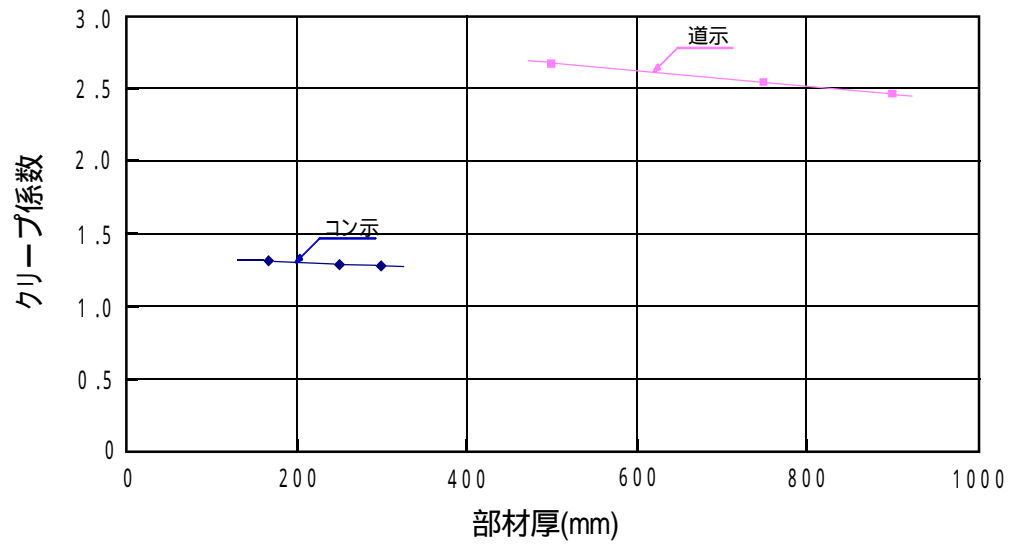
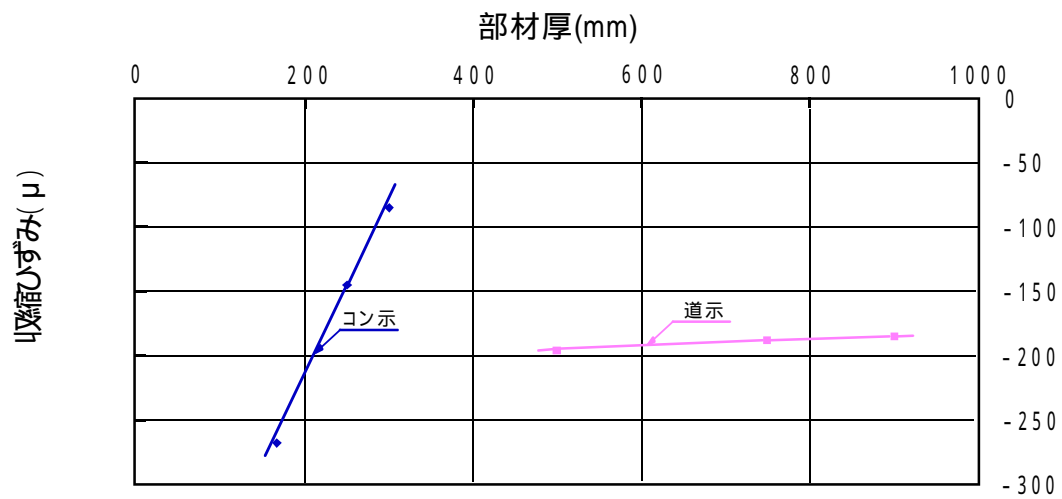


図-3.8 時間依存性ひずみの進行曲線



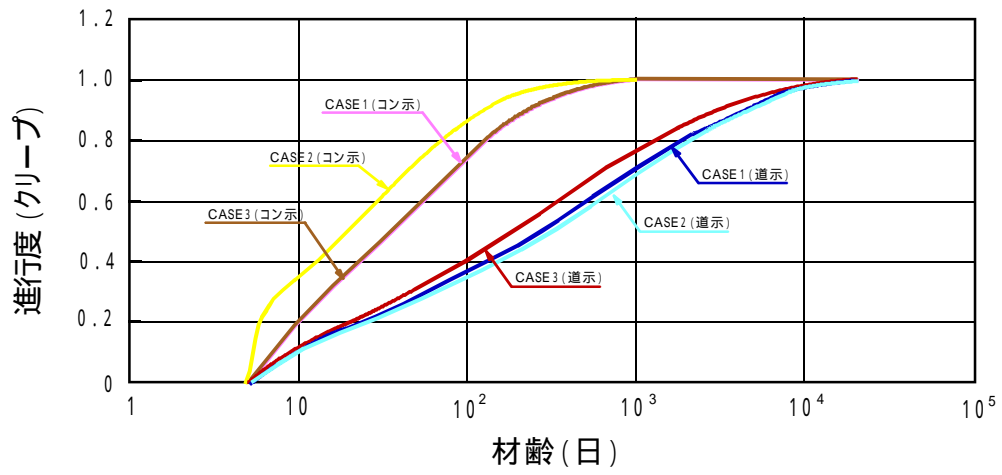


a) クリープ係数

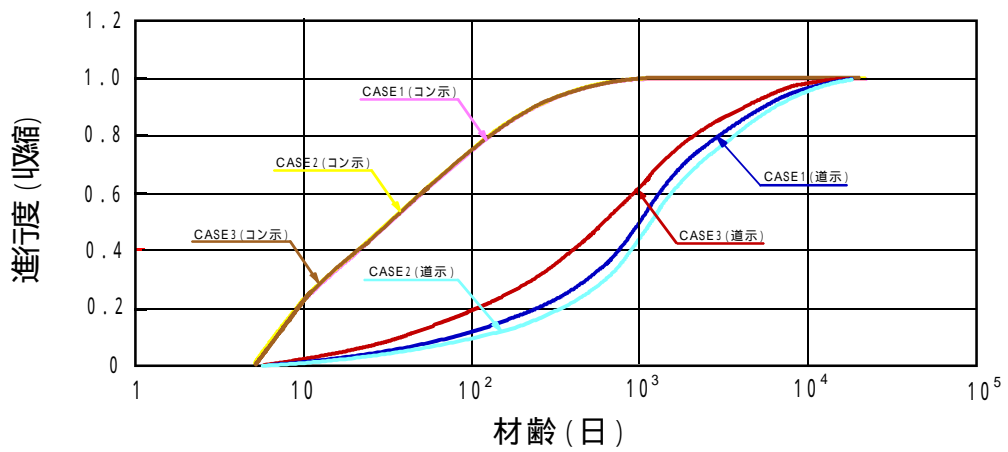


b) 収縮ひずみ

図-3.9 時間依存性ひずみの最終値と部材厚との関係



a) クリープ



b) 収 縮

図-3.10 時間依存性ひずみの進行度の比較

つぎに道示における部材厚について考察する。その想定法は前述したように湿度環境を考慮する係数  $\beta$  を部材厚に乘じるが、このことを無視して  $\beta=1$  として比較したものが、図-3.11 である。最終値を見ると、クリープおよび収縮ともに  $\beta=1$  の場合の方が増加し、クリープで 15%程度、収縮で 10%程度である。さらに、その進行状況もかなり異なり、早期化が見られる。図-3.12 はこれらの進行度を表したものであるが、たとえば、進行度 60%に達する材令が、クリープで 0.5~0.7 年 (180~250 日) と、また収縮で 0.6~1.4 年 (210~500 日) となっている。この点では、コン示により近い進行過程となっている。

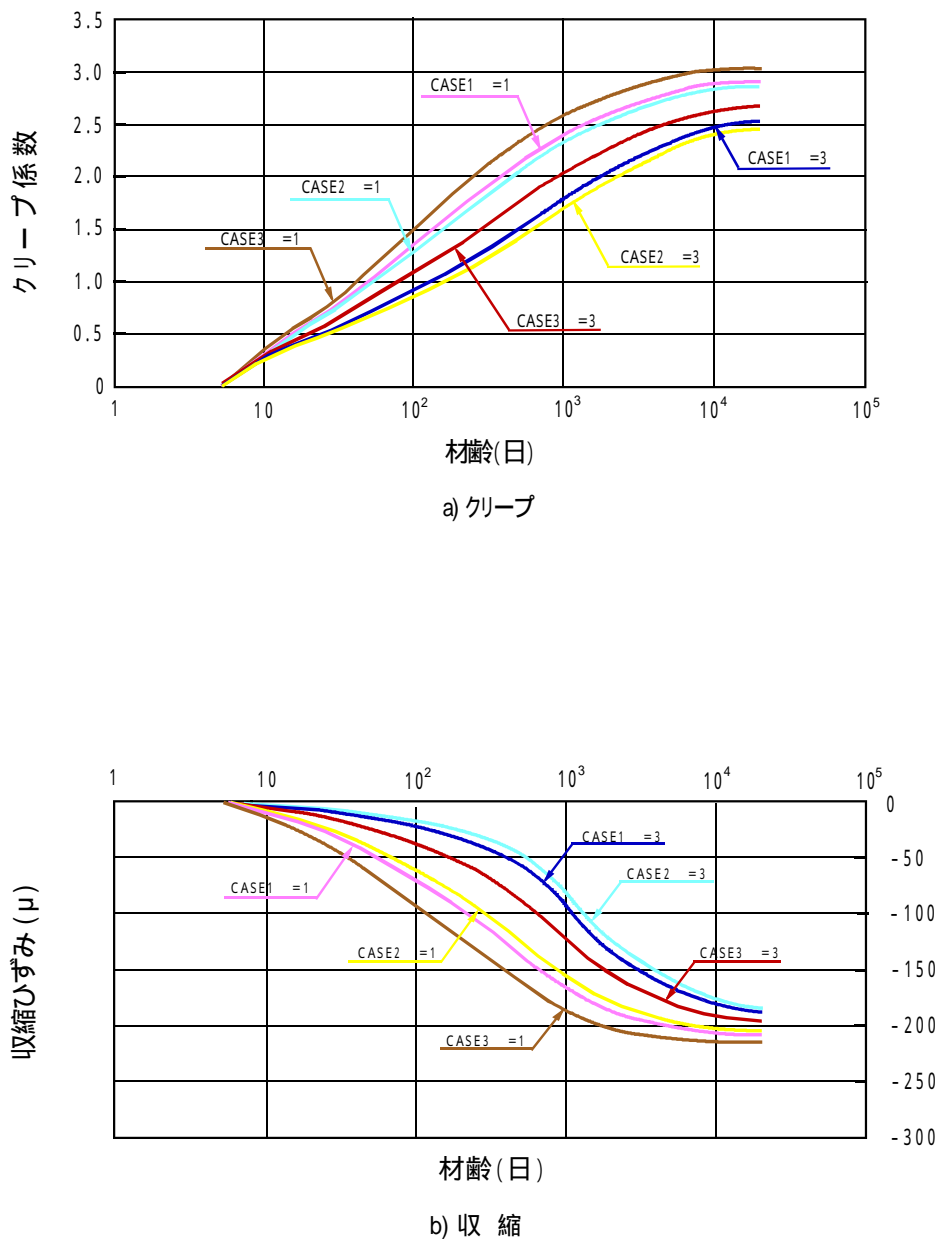
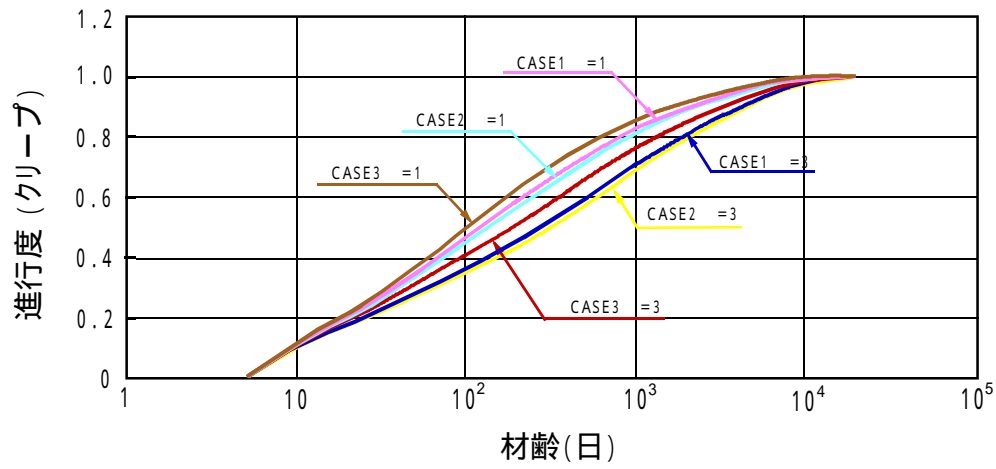
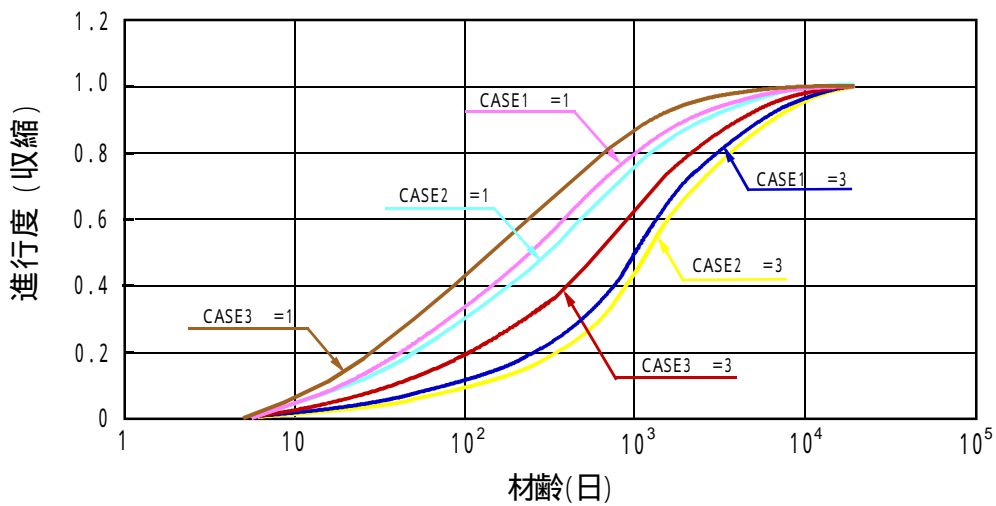


図-3.11 道路橋示方書における部材厚の想定法の違いに対する時間依存性ひずみの進行曲線の比較



a) クリープ



b) 収縮

図-3.12 道路橋示方書における部材厚の想定法の違いに対する時間依存性ひずみの進行度の比較

## (2) 予測結果が構造物の応答に及ぼす影響

ここでは、コン示および道示の予測結果と構造物の応答(応力、変位)を、その経時変化および進行度で比較する。比較対象とする応答として、コンクリートおよびPC鋼材の応力度、桁の鉛直変位であるたわみ、さらに桁に生じる外部拘束断面力(曲げモーメント)を取り上げる。

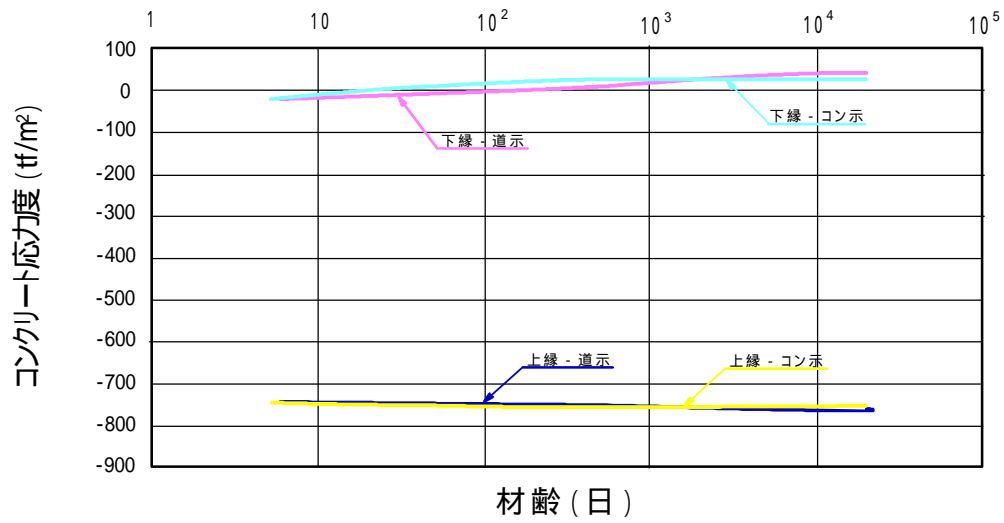
ケース1の設計上の支配断面(断面5)の応力に関する応答結果を表-3.6および図-3.13に示す。同図表より、予測法の違いによる最終応力度の差は小さく、有意義な差ではないと言える。しかし、図-3.13b)に示すPC鋼材については、その応力度の変化過程に幾分相違が見られるように考えられ、その変化量に対する進行度で比較すると図-3.14のようになる。明らかに時間依存性ひずみの進行度に依存している。しかし、この傾向はPC鋼材に限らずコンクリート応力についても言えることである(図-3.15参照)。

つぎに変位に関する応答結果を図-3.16および3.17に示す。コン示では変位が1年程度の早期に終了しているのに対して、道示では計算終了時まで漸増している。これは、図-3.18に示すように時間依存性ひずみの予測法の違いによるもので、応力応答と同様である。

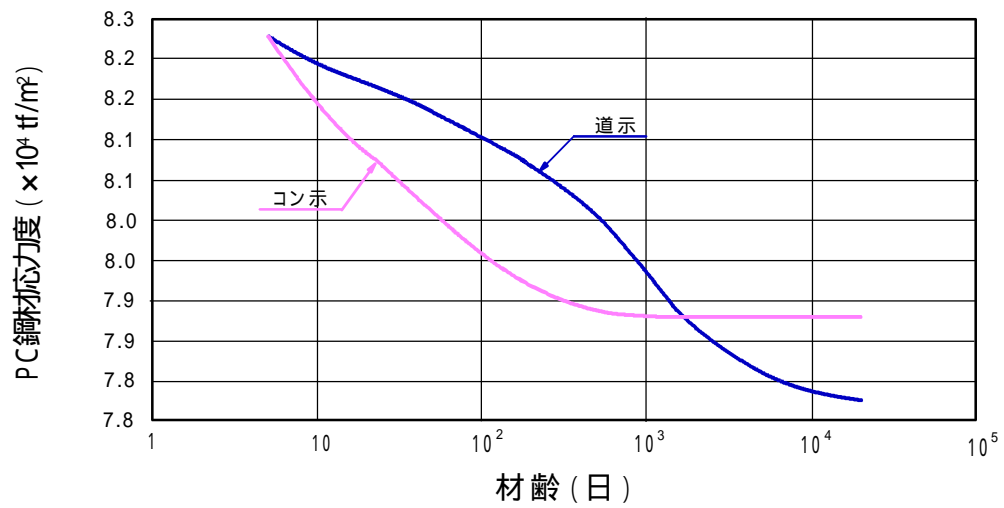
表-3.6 応力度の解析結果(ケース1、断面5)

(単位:tf/m<sup>2</sup>)

コンクリート応力度	直後応力度	最終応力度		応力度の変化量	
		コン示	道示	コン示	道示
	上縁 -744	-761	-757	13	17
PC鋼材応力度	下縁 -21	39	26	46	60
	直後応力度	最終応力度		応力度の変化量	
		コン示	道示	コン示	道示
	82,270	78,797	77,765	3,473	4,505

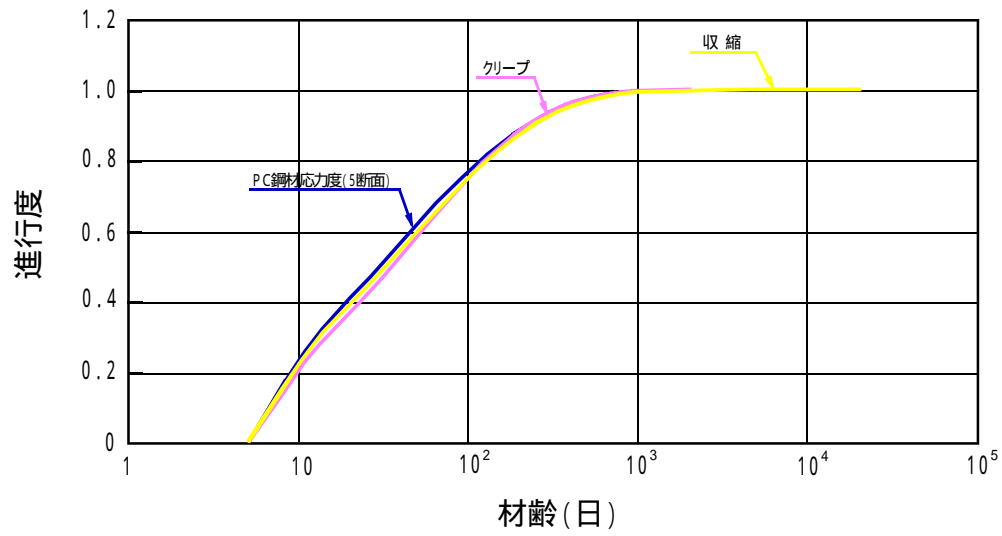


a) コンクリート

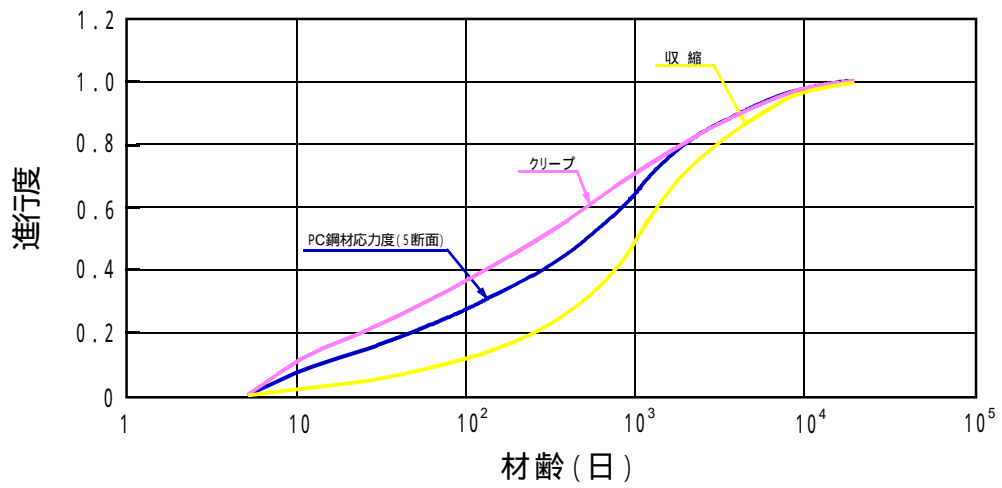


b) PC 鋼材

図-3.13 応力度の経時変化(断面 5)

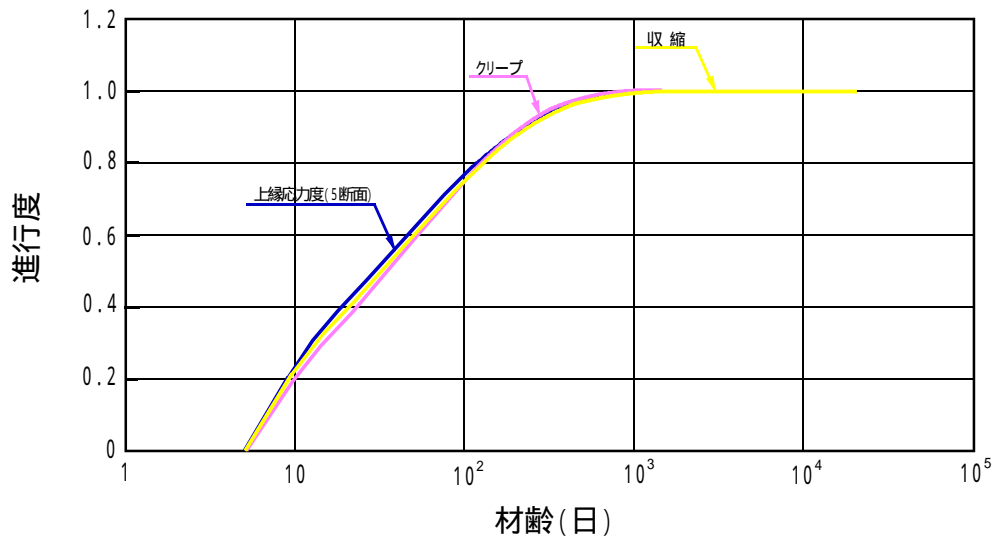


a) コンクリート標準示方書

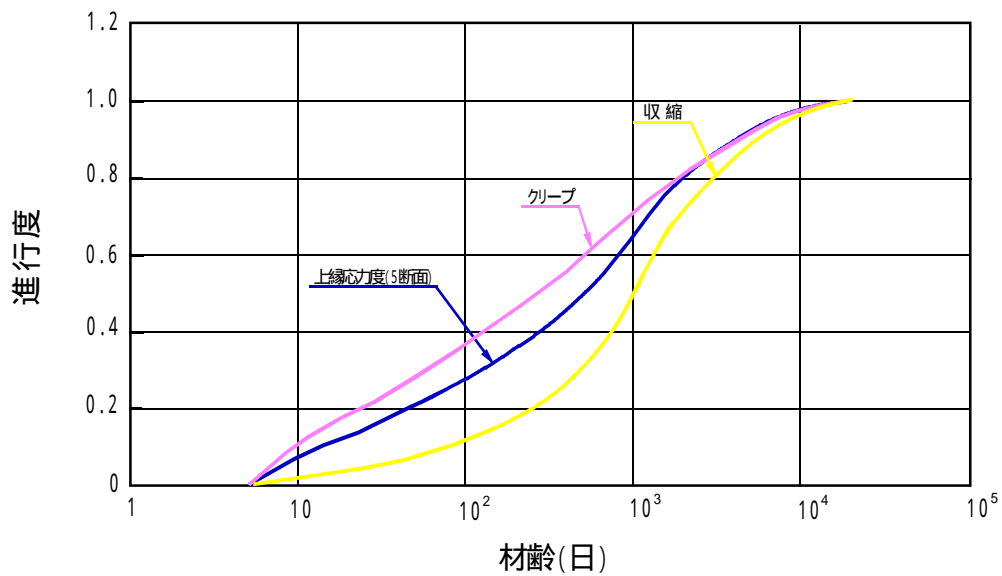


b) 道路橋示方書

図-3.14 応力度の進行度(断面5)



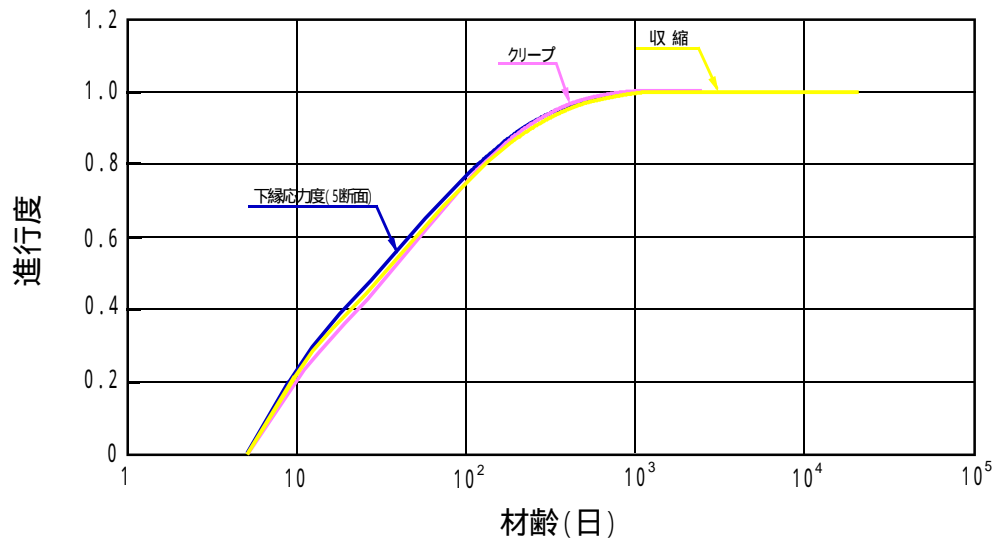
a) コンクリート標準示方書



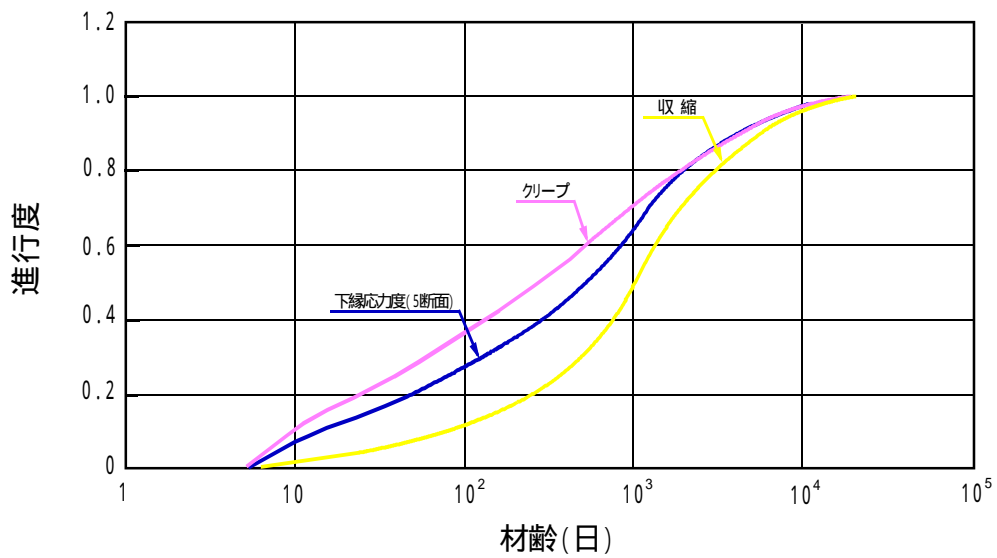
b) 道路橋示方書

図-3.15 応力度変化の進行度に関する比較 その1(コンクリート上縁)



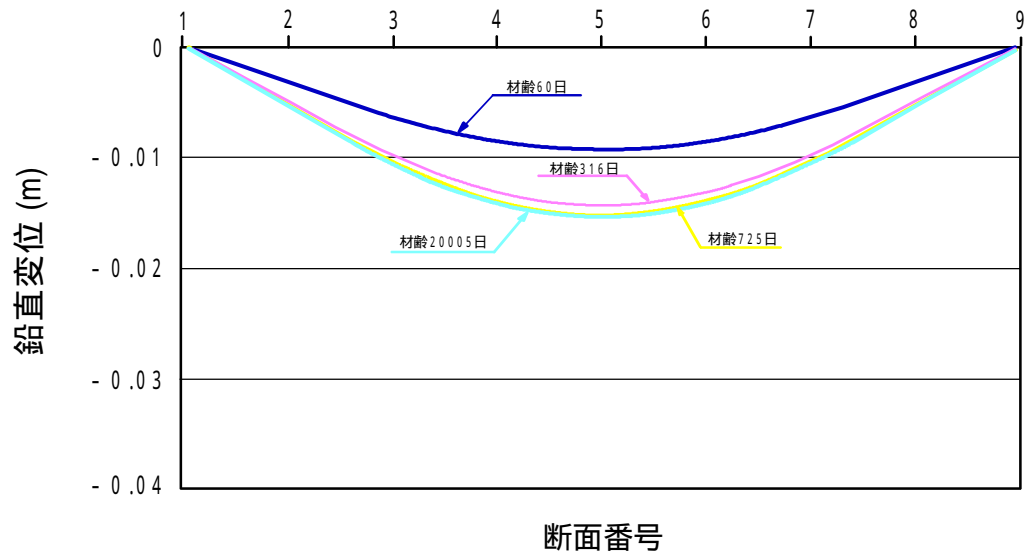


a) コンクリート標準示方書

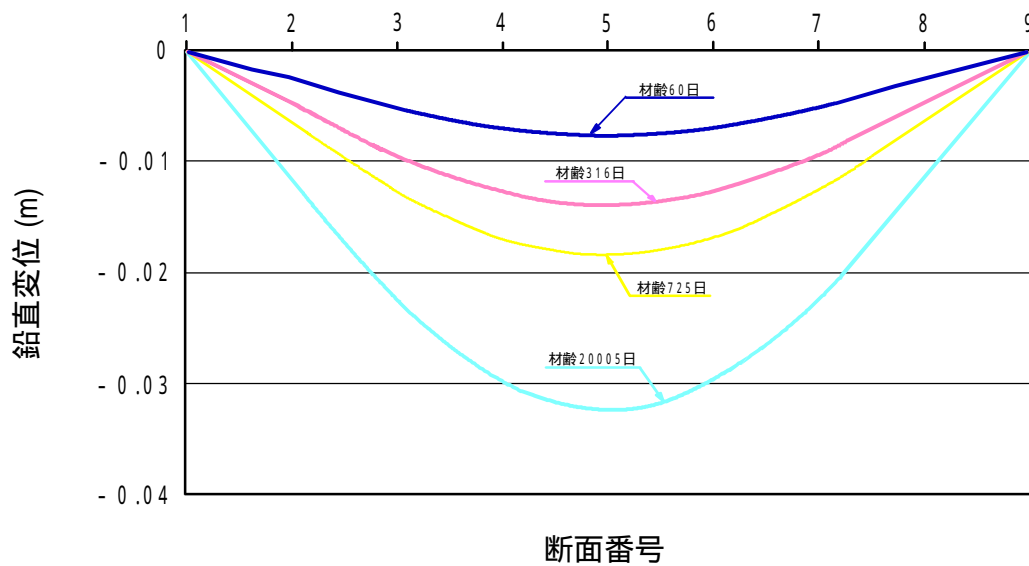


b) 道路橋示方書

図-3.15 応力度変化の進行度に関する比較 その2 (コンクリート下縁)



a) コンクリート標準示方書



b) 道路橋示方書

図-3.16 変位分布の比較

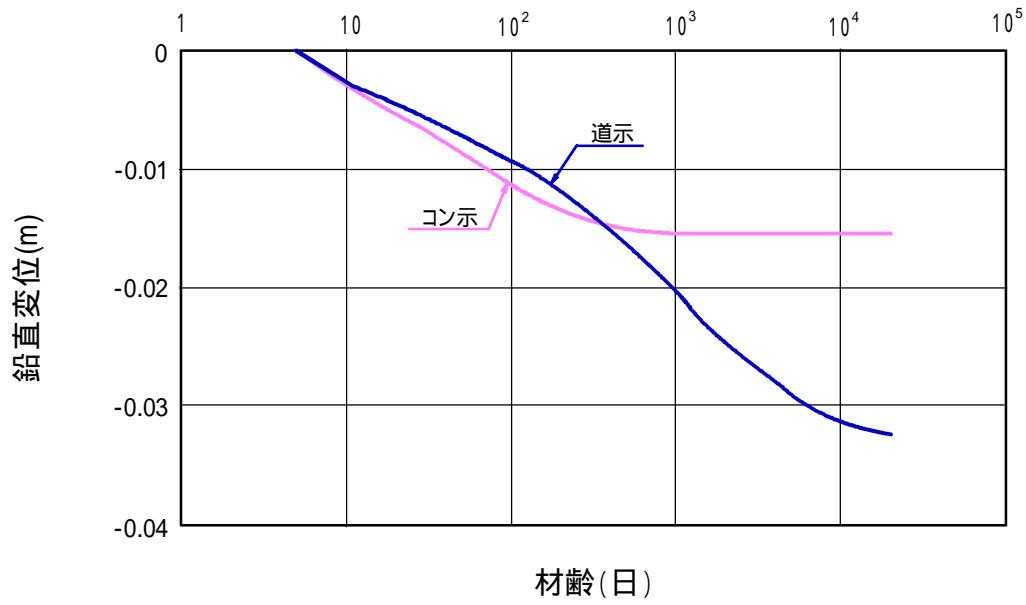
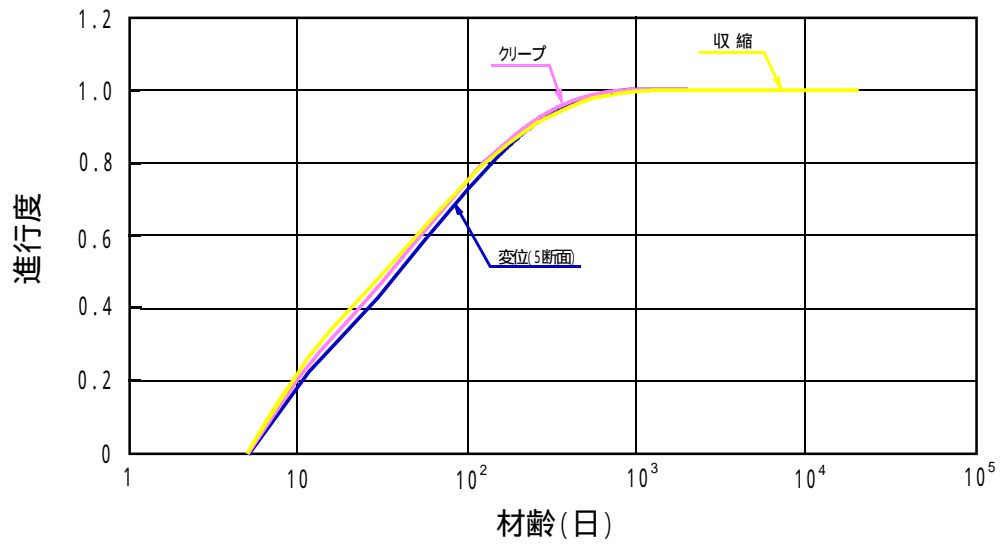
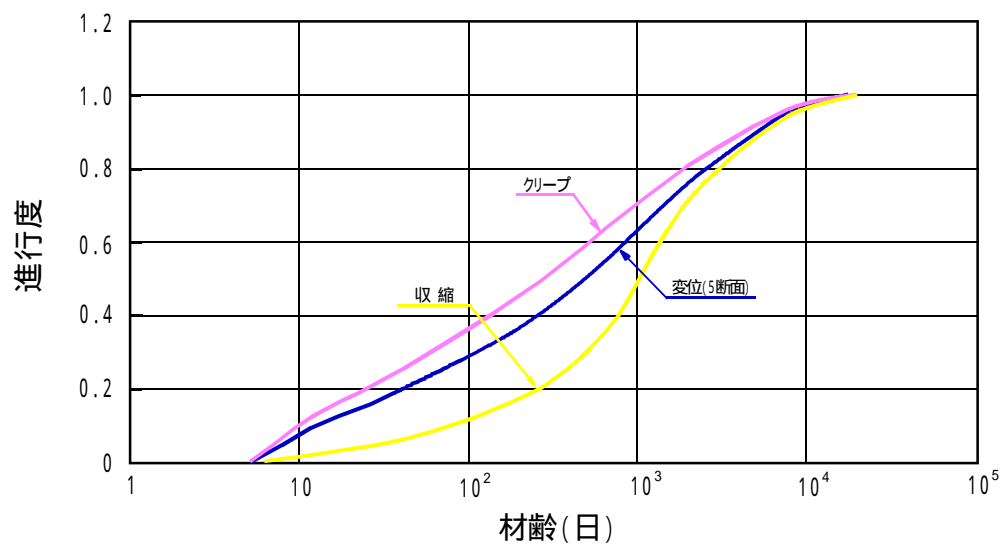


図-3.17 変位の経時変化の比較(断面5)



a) コンクリート標準示方書



b) 道路橋示方書

図-3.18 変位の進行度の比較(断面5)

ケース2の設計上の支配断面は、断面5および9である(表-3.4参照)。その応力応答を図-3.19に、またPC鋼材応力度の変化量に対する進行度を図-3.20に示す。これら応力に関してはほぼケース1と同様な傾向が見られるが、最終応力度の違いも大きく、かつ応力変化の進行度も時間依存性ひずみのそれより幾分速くなっている。図-3.21は、外部拘束によって発生する曲げモーメントの各計算時間間隔ごとの増分で支配断面5に関するものである。この断面では、曲げモーメント0.5tfmに対する曲げ応力度は $1\text{tf/m}^2$ 程度と小さく、上記のケース1に比して大きな予測差になった主因とは考えにくく、部材厚の差による時間依存性ひずみの進行差に起因しているものと考えられる。

変位に関する比較を図-3.22および3.23に示す。全体的挙動としてコン示では上向きの変位が初期に生じ、1年程度で上向きの変位状態で収束している。一方道示では、初期の上向きの変位が1年程度後に下向きの変位傾向となって増加を示し、大きな予測差が現れている。

時間依存性ひずみが内部拘束されることによる断面曲率の傾向は、図-3.5および3.6に示すように時間依存性ひずみを拘束する材料(PC鋼材)が断面の下面側にある場合、クリープによって上凸の曲率が、また収縮によって下凸の曲率が生じる。このことと上図の変位挙動を併せ考えると、道示の予測法では1年程度まではクリープの影響が、その後収縮の影響が卓越していると言える。このことから、変位応答に収縮の予測が大きく影響しているものと考えられる<sup>11)</sup>。

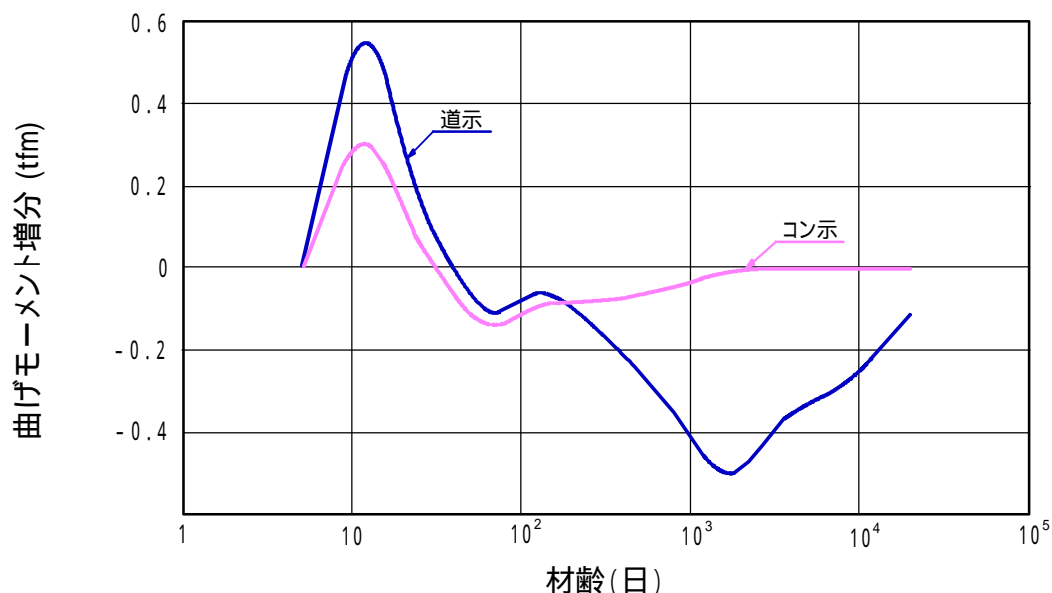
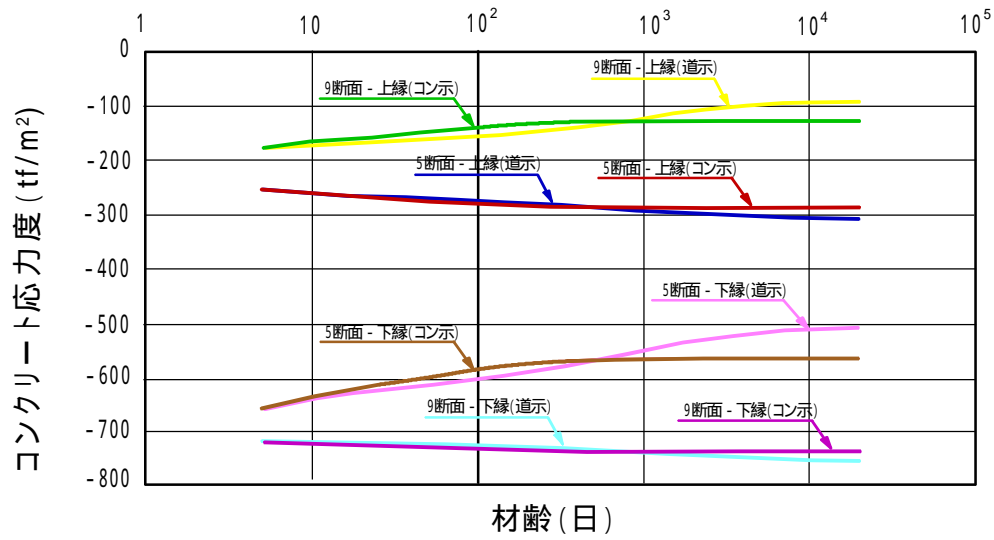
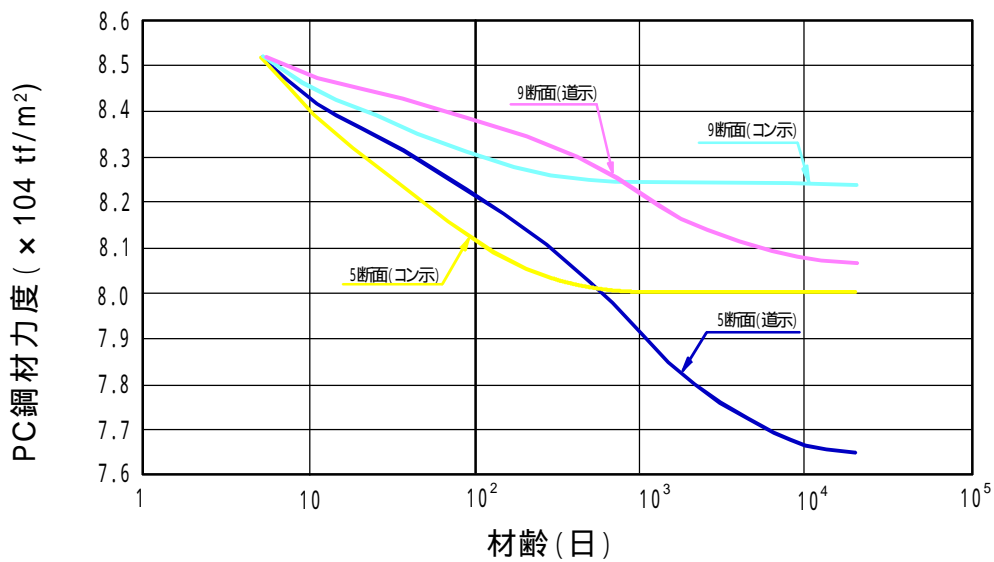


図-3.21 外部拘束によって生じる曲げモーメント増分(断面5)

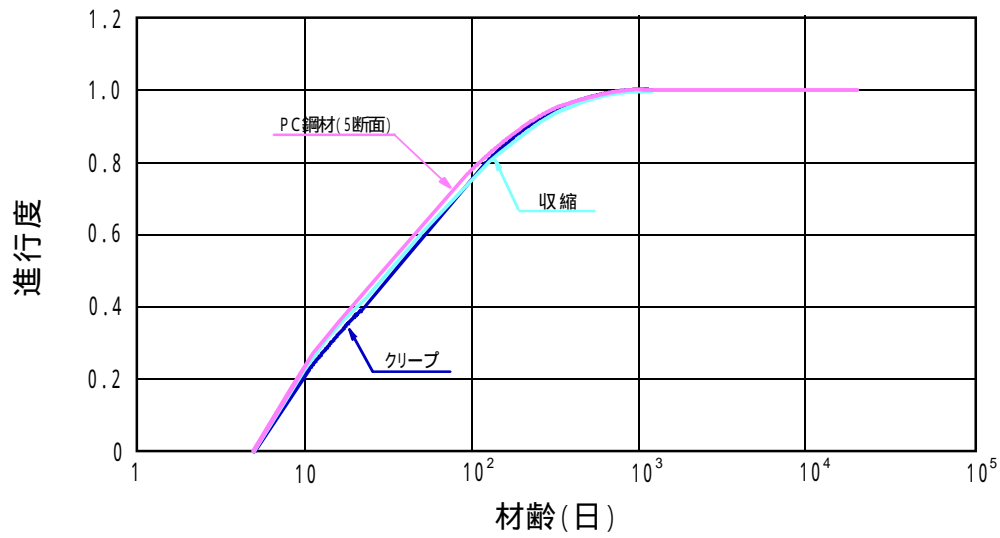


a) コンクリート

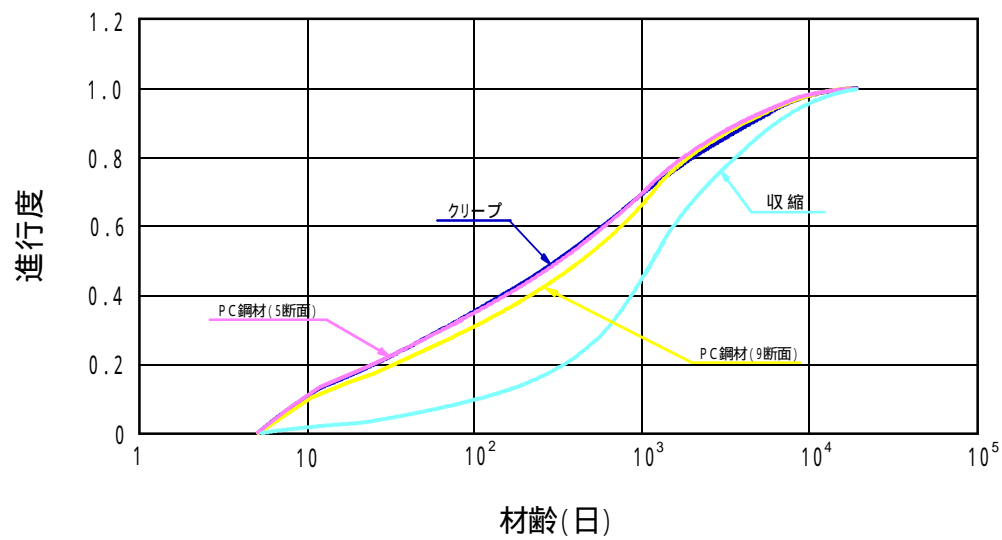


b) PC鋼材

図-3.19 応力度の経時変化(断面5・9)

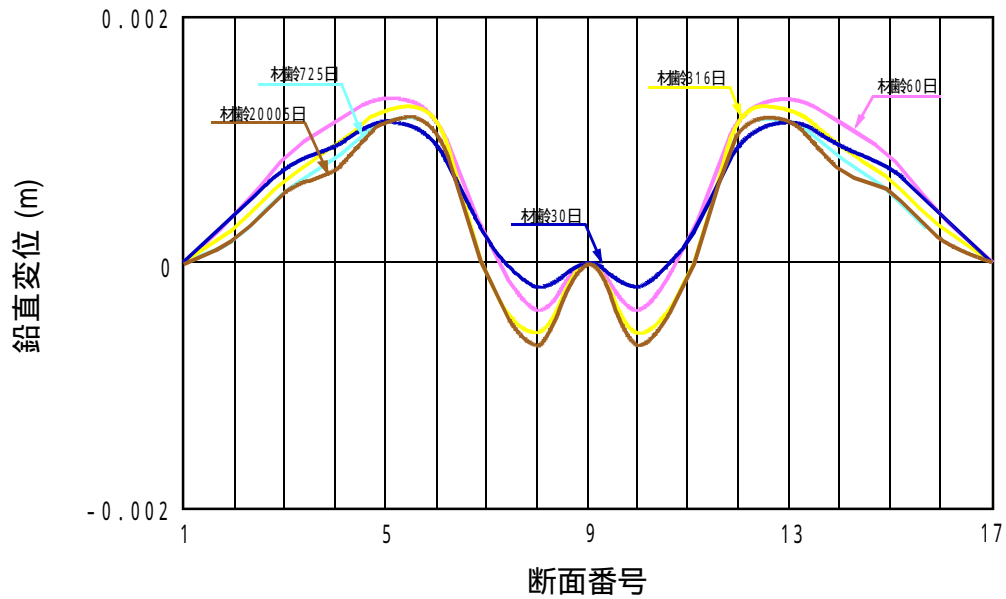


a) コンクリート標準示方書

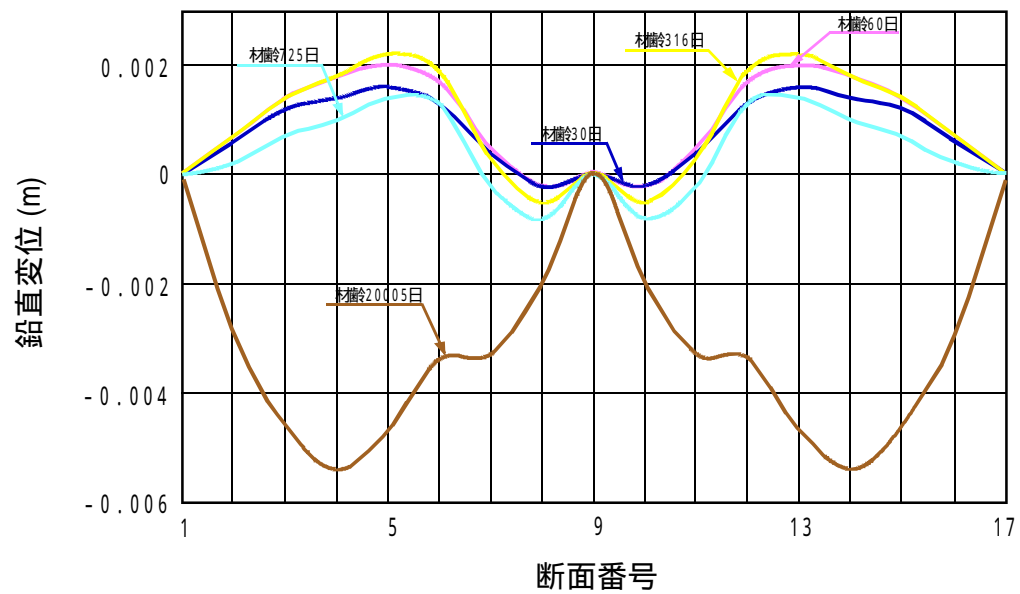


b) 道路橋示方書

図-3.20 応力度の進行度(断面5)



a) コンクリート標準示方書



b) 道路橋示方書

図-3.22 変位分布の比較



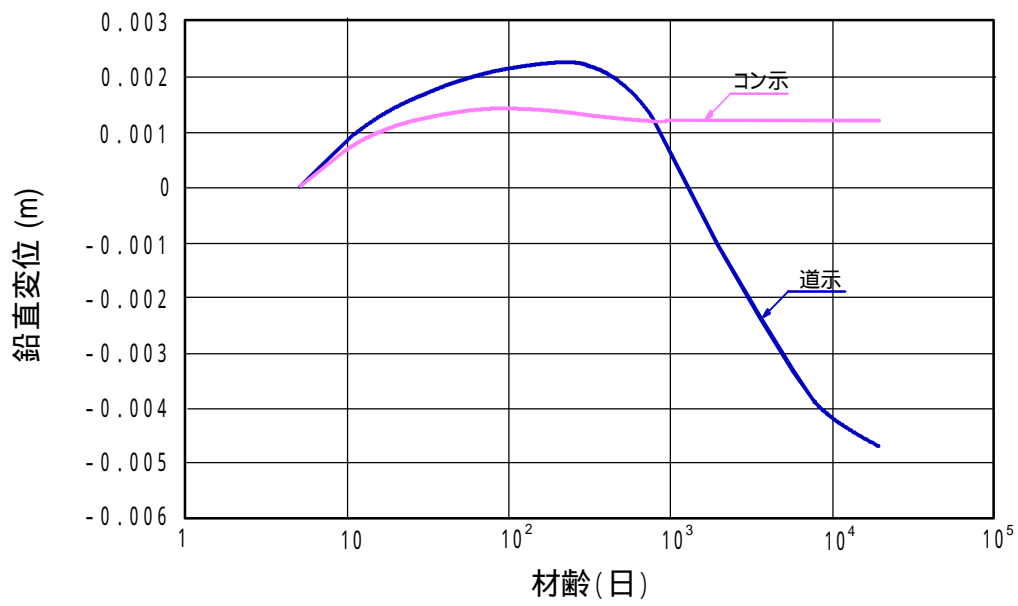


図-3.23 変位の経時変化(断面5)

ケース3の応力応答を図-3.24に示す。コンクリート下縁応力の経時変化が他のケースに比してかなり大きくなっている。時間依存性ひずみの内部拘束による応力増加以外に、外部拘束力によるものが考えられる。図-3.25は支配断面（断面4,表-3.4参照）における外部拘束曲げモーメントである。両予測法ともに、 $100\text{tf/m}^2$ 前後の応力度が発生すると言え、したがって、上述の応力変化の半分程度が外部拘束によるもので、ケース2に比してかなり大きな割合を占めている。このように構造系内に非時間依存性ひずみ材料から成る部材がある場合、応力変化に大きく影響を及ぼすと考えられる。

変位応答の結果を図-3.26および3.27に示す。変位および外部拘束断面力の進行度を時間依存性ひずみの進行度と比較すると図-3.28のようになる。拘束断面力の進行度が時間依存性ひずみのそれを上回っている。さらに、上述の2ケースに比して変位の進行度が時間依存性ひずみのそれに近い形となっているが、これは外部拘束断面力のより早い進行に伴う変位増加によるものと考えられる。

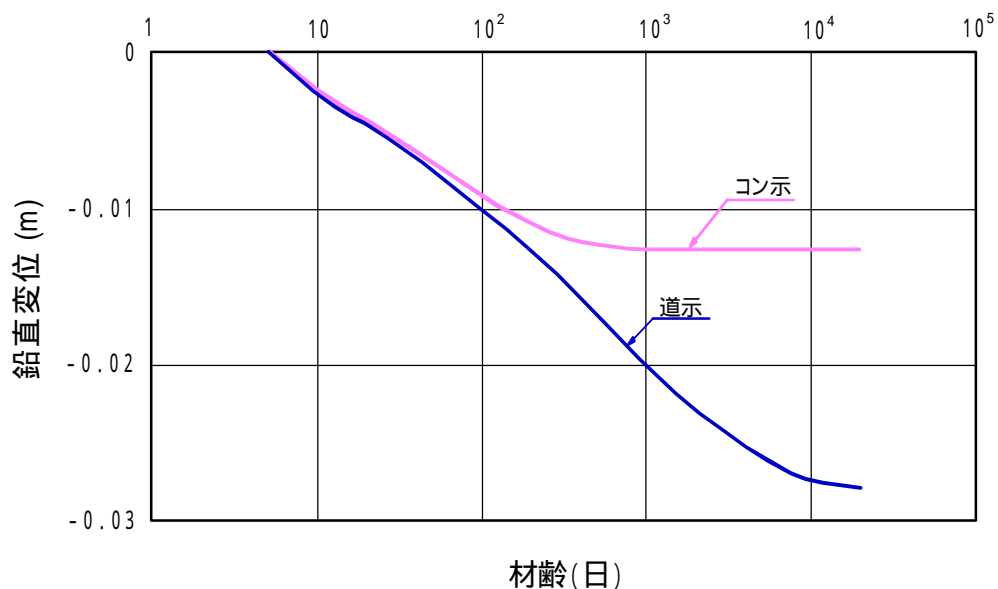


図-3.27 変位の経時変化(断面4)

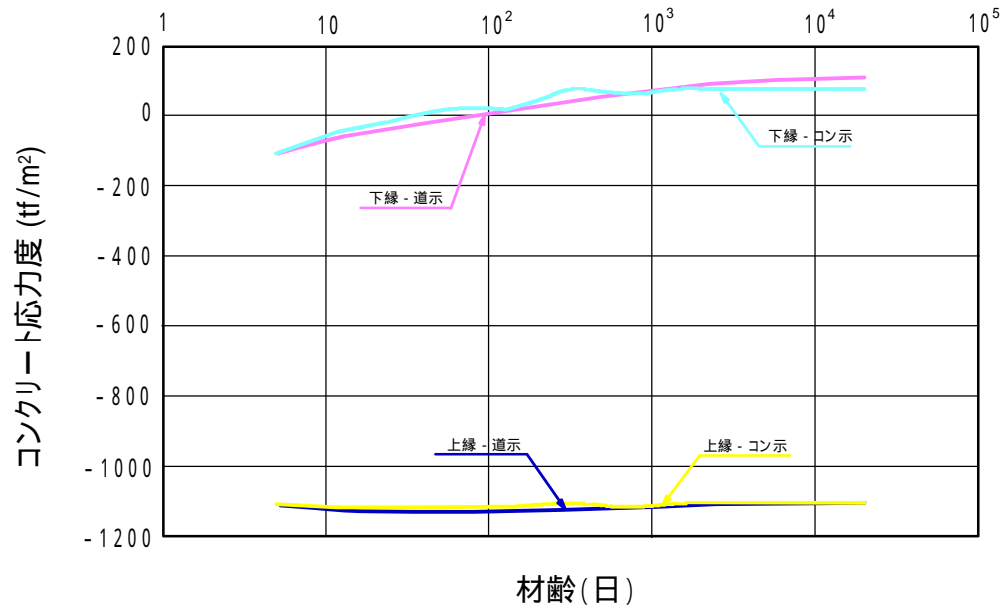


図-3.24 コンクリート応力度の経時変化

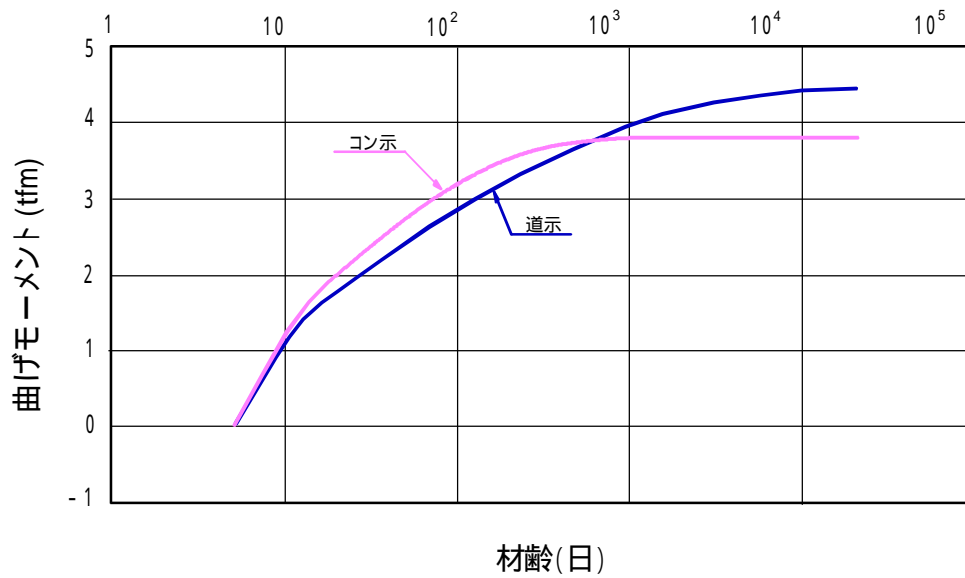
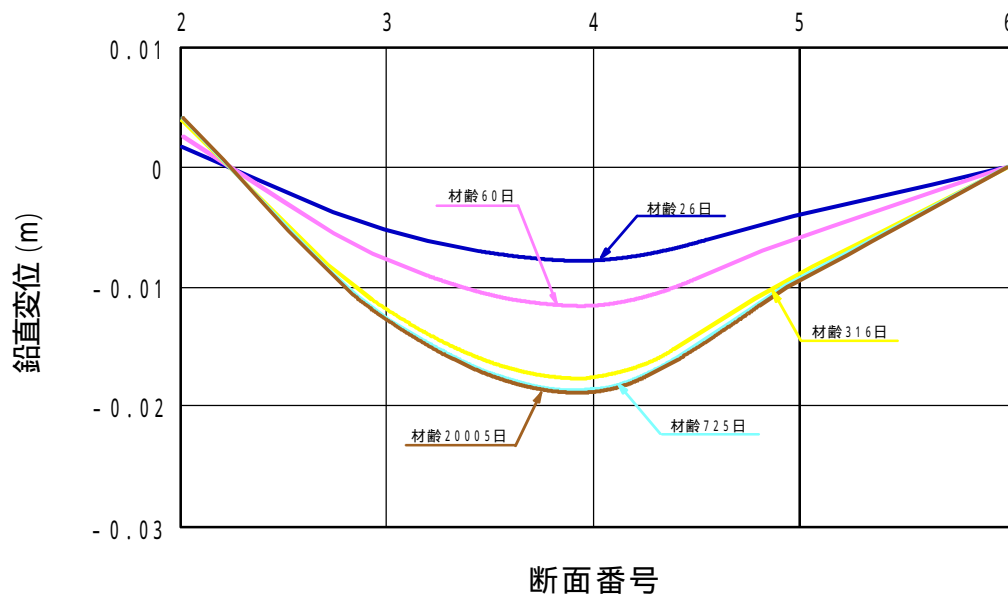
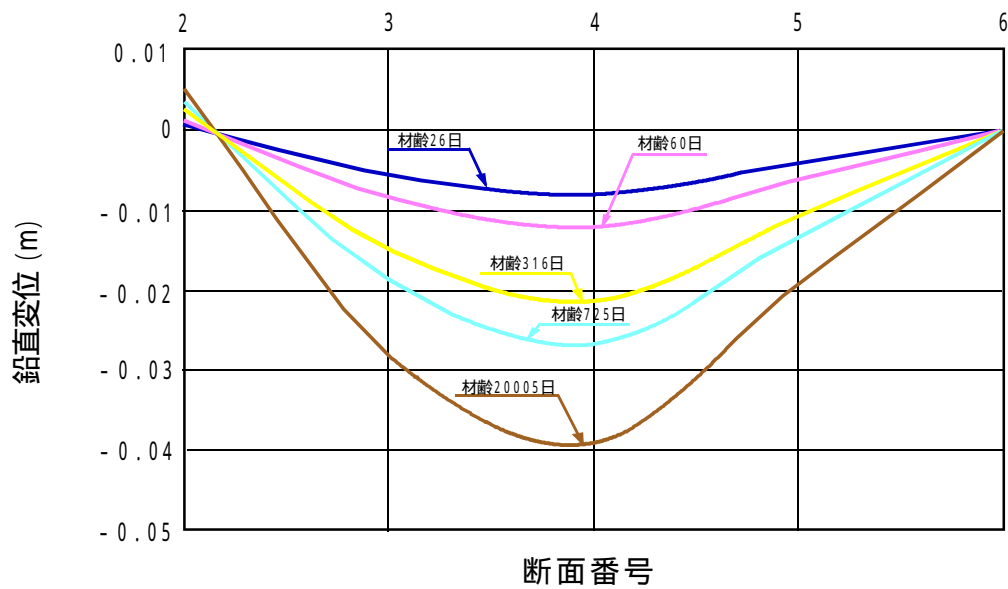


図-3.25 外部拘束断面力(曲げモーメント)の経時変化(断面4)

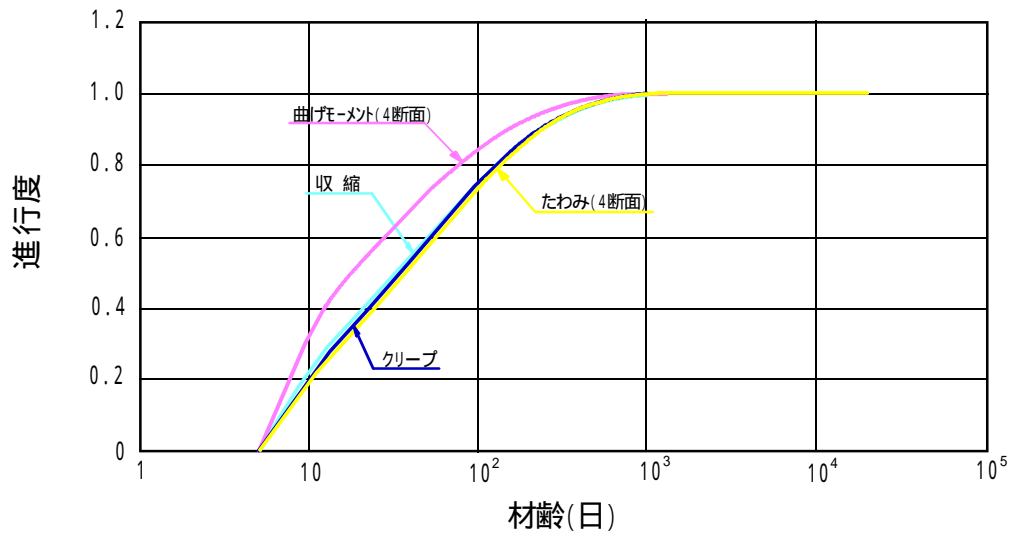


a) コンクリート標準示方書

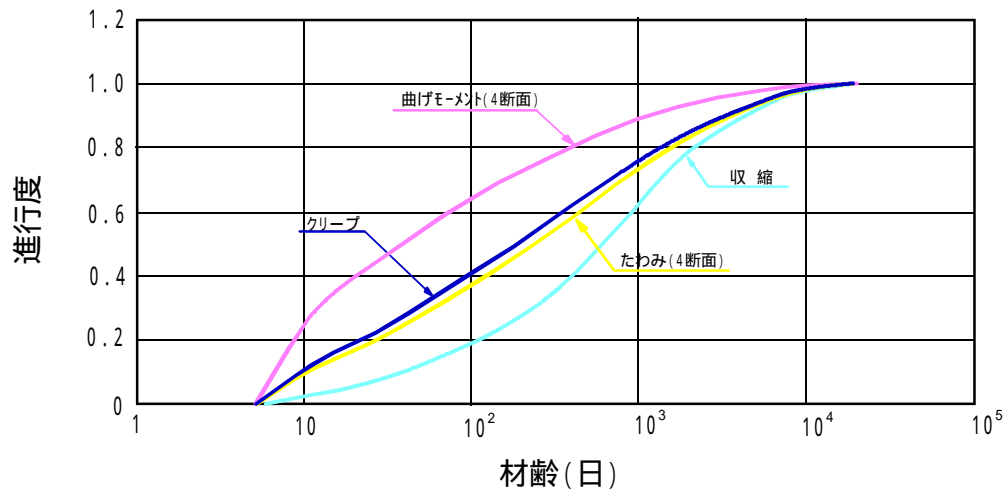


b) 道路橋示方書

図-3.26 変位分布の比較



a) コンクリート標準示方書



b) 道路橋示方書

図-3.28 進行度の比較

(3) 現行設計法における応力算定法の適用性

表-3.7 に PC 鋼材緊張力の損失量(式(2.26))およびプレストレスの有効係数について、本解析結果と算定値を比較した。なお、プレストレスの有効係数は一般に採用されている次式によっている。

$$\eta = \frac{\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{p\phi}}{\sigma_{p0}} \quad (3.9)$$

ここで、

$\sigma_{p0}$ : 導入直後の緊張応力度

$\sigma_{p\phi}$ : 緊張応力の損失量

各ケースで時間依存性ひずみの予測結果も異なるので単純に比較できないが、概ね道示による予測の方がコン示に比べて 10%程度大きく損失を見込んでいる。なお、ケースごとの差、すなわち構造系による差異はそれほど認められない。

表-3.7 解析結果の比較

		PC鋼材緊張力の損失量(tf/m <sup>2</sup> )			プレストレスの有効係数		
		本解析	損失式	本解析 / 損失式	本解析	損失式	本解析 / 損失式
ケース1	コン示	3,473	3,933	0.88	0.96	0.95	1.01
	道示	4,505	5,828	0.77	0.95	0.93	1.02
ケース2	コン示	2,794	3,374	0.83	0.97	0.96	1.01
	道示	4,547	6,527	0.70	0.95	0.92	1.03
ケース3	コン示	8,418	9,676	0.87	0.84	0.82	1.02
	道示	10,013	12,949	0.77	0.81	0.76	1.07

プレストレスの有効係数は、導入されたプレストレスが時間依存性ひずみによって消失することを考慮するための係数で、一般に設計計算では次式によってプレストレスによる有効応力を算定している。上表のように有効係数に関しては、予測法さらに解析ケースによる差異はそれほど大きくない。

$$\sigma_{ce} = \eta \times \sigma_{c0} \quad (3.10)$$

ここで、

$\sigma_{ce}$ : 有効プレストレス力によるコンクリート応力度

$\sigma_{c0}$ : 導入直後のプレストレス力によるコンクリート応力度

本解析で取り上げている支保工上での架設では、構造系に関係なく時間依存性ひずみの進行が終了した時点のコンクリート応力を次式のように算定している。

$$\sigma_{c\infty} = \sigma_{cd} + \sigma_{ce} \quad (3.11)$$

ここで、

$\sigma_{c\infty}$ : コンクリートの最終応力度

$\sigma_{cd}$ : 持続荷重によるコンクリート応力度

ケース1～3について、設計式(式(3.8)～(3.11))によって求めた応力と本解析によって得られた応力を比較すると、表-3.8のようになる。この表より、まず時間依存性ひずみの予測法の違いはコンクリート応力の評価にあまり影響していないと考えられる。さらに、設計式による値と解析値には、かなり差が見られる。これは、設計式では時間依存性ひずみが断面に配置されたPC鋼材によって拘束(内部拘束)されることが考慮されていないことによるものである。

表-3.8 コンクリート応力度の比較

(単位: tf/m<sup>2</sup>)

		道 示		コン 示		備 考
		上縁応力度	下縁応力度	上縁応力度	下縁応力度	
ケース1	式(3.11)	- 59.7	- 11.6	- 59.1	- 13.8	5断面
	本解析	- 76.1	3.9	- 75.7	2.6	
	差	16.4	15.5	16.6	16.4	
ケース2	式(3.11)	- 5.7	- 7.6	- 11.6	- 7.4	9断面
	本解析	- 9.0	- 7.5	- 8.1	- 7.6	
	差	3.3	1.0	3.5	1.8	
ケース3	式(3.11)	- 96.3	3.3	- 99.7	- 1	4断面
	本解析	- 1,10.0	11.1	- 1,10.1	7.8	
	差	13.7	7.8	10.4	7.9	

この差のうち、コンクリートの引張に関しては、曲げ引張強度<sup>1,2)</sup>が310tf/m<sup>2</sup>程度であることを考えると大きな意味をもつと言える。すなわち、ケース1では、曲げ引張強度の半分程度の本解析との相違が生じていることになる。とくに、引張応力を許容するパースナル・プレストレストコンクリート構造では、注意する必要がある。

これらのことより、コンクリートの応力に関しては、とくに引張応力については、かなり小さく見積もっているために危険側の評価となっている。したがって、一括施工の場合でも内部および外部拘束の影響を考慮したコンクリート応力度の算定が必要である。

### 3.4 まとめ

時間依存性ひずみの予測法とその予測結果を、ひずみそのものとそれによって構造物に生じる応力や変位、すなわち構造物の応答について逐次法を用いて検討を行った。そのなかで現行設計法に含まれる問題についても言及した。えられた知見をまとめると次のようである。

- 1) 時間依存性ひずみの予測値は部材厚と関係づけられる。コンクリート標準示方書では、部材厚の増加に伴って収縮ひずみは比例的に急激な減少を示すが、クリープひずみはほとんど変化しない特徴がある。一方道路橋示方書では、ともにその変化の割合は小さく、収縮ひずみは直線的な減少を、クリープひずみは逆に増加する。
- 2) 時間依存性ひずみの進行度についても、コンクリート標準示方書と道路橋示方書で大きな差異が見られる。コンクリート標準示方書では、道路橋示方書に比して早期に収束することを予測する傾向がある。
- 3) 時間依存性ひずみの予測と構造物の応答(応力、変位)について見ると、時間依存性ひずみの進行と構造物の応答のそれとはほぼ同様な傾向を示す。
- 4) 時間依存性ひずみの予測法によっては、変位応答に内部および外部の拘束の影響が明確に見られ、かなり差が生じうる。応力応答では、変位応答に比して拘束の影響は小さい。
- 5) 時間依存性ひずみによる PC 鋼材緊張力の損失量を見ると、概ね道路橋示方書はコンクリート標準示方書に比して 10%程度大きく見込む。しかし、プレストレスの有効係数で表現すると、差異はほとんどない。
- 6) 時間依存性ひずみの終了後のコンクリート応力に関しては、予測法の違いによる差異はそれほど見られない。しかし、本解析値と常用の設計式による値とはかなり異なり、内部拘束を考慮した設計式を採用することが望まれる。とくに、引張応力の発生を許容するプレストレスコンクリート構造物では、このことで引張ひび割れが発生することも考えられる。換言すれば、構造物の要求性能と設計精度を関連させることが肝要である。



参考文献

- 1)Bazant , Z.P. , ed. , “ Creep and Shrinkage in Concrete Structures ” , pp.184 , John , Wiley & Sons , 1982
- 2)Bazant , Z.P. , ed. , “ Mathematical Modeling of Creep and Shrinkage of Concrete ” , pp.102 ~ 103 , John Wiley & Sons , 1988
- 3)Neville , A.M. , et al , “ Creep of Plain and Structural Concrete ” , pp.253 ~ 255 , Construction Press , 1982
- 4)上記 1)、pp.314
- 5)赤尾親助、栗田章光、“ 合成構造部材におけるコンクリートのクリープ、収縮の計算法 ”、1973 年 4 月
- 6)たとえば、W. マクガイア他著、川井忠彦訳、“ マトリックス構造解析 ”、pp.339 ~ 342 丸善(株)、1981
- 7)土木学会、“ コンクリート標準示方書 ”、平成 8 年 3 月
- 8)日本道路協会、“ 道路橋示方書・同解説 ”、平成 8 年 12 月
- 9)建設コンサルタンツ協会近畿支部、“ コンクリート斜張橋の設計上の諸問題に関する検討 ”、pp.34 ~ 35、昭和 62 年 3 月
- 10)豊福俊泰、“ レデーミクストコンクリート(生コン)の品質実態調査 ”、pp.47 ~ 56、コンクリート工学、vol.26、No.8、1988.8
- 11)橋場盛他、“ -87 設計基準におけるコンクリートの時間依存性ひずみの予測に関する考察 ”、pp.174 ~ 175、土木学会第 54 回年次学術講演会(平成 11 年 9 月)
- 12)上記 7)、pp.19

## 第 4 章

時間依存性ひずみが複合コンクリート  
舗装版の性能に及ぼす影響に関する研究

#### 4.1 研究の概要

##### 4.1.1 研究の目的

我が国においては、舗装と言えばアスファルト舗装が一般である。しかしながら、剛性舗装であるコンクリート舗装も、道路の急勾配な箇所やトンネル内で採用されている。これらの箇所での適用は、タイヤのすべり防止や路面の磨減りなどによる再舗装の困難さなどによる。しかし、近年交通量の増大や車両大型化に伴って磨減り抵抗の劣化、あるいはわだち掘れなどによって走行性が低下し、修繕がなされることが多いようである。その代表的な方法は、既存舗装の上に新たなコンクリート層を打設するコンクリートオーバーレイ工法であり、施工件数も急増している<sup>1)</sup>。

本工法は、非接着型(分離型)、半接着型、さらに付着型の3タイプに分類されるが<sup>2)</sup>、我が国では付着型オーバーレイ工法が多く採用されている<sup>3)</sup>。この工法では、既設コンクリート舗装の表面を切削し、ショットブラスト等で処理した後、セメントミルク、モルタル、樹脂等の接着材を塗布して薄層コンクリート(5cm程度の厚さ)をオーバーレイするもので、両者を一体的に挙動させるものである。ここでは、このような新旧コンクリートを一体化させた舗装版を複合コンクリート舗装版と呼ぶこととする。

また、本工法は鋼橋のコンクリート床版にも応用され、床版のせん断耐力を向上させるための標準工法となっている<sup>4)</sup>。

このように既設コンクリート版の上に新たなコンクリートの薄層を打設して一体化させるために、新設コンクリートの時間依存性ひずみが、すでに終了している既設コンクリートによって拘束される。この拘束によって新設コンクリートにひび割れが生じたり、剥がれあるいは浮上がりなどの障害が生じたりする。このような損傷は舗装版の使用性能を著しく低下させて、走行性のみならず耐久性にも新たな問題を提起する。

本研究では、この複合コンクリート舗装版の時間依存性ひずみがもたらすコンクリートのひび割れ、肌離れや浮きといった使用性能の低下に関して照査する方法を示し、数値解析によって検証する。さらに、この性能に影響を及ぼす要因を明らかにして、その確保のための対策を示すことを目的としている。

##### 4.1.2 研究の計画

コンクリートの時間依存性ひずみが、複合コンクリート舗装版の性能を阻害する現象として、新設コンクリートのひび割れ、肌離れあるいは浮きが挙げられる。これら損傷の発生を新設コンクリートの応力度、および境界面の応力度あるいは変形で照査しうると考えられる。

本研究では以下に示す計画に基づいて、複合コンクリート舗装版の時間依存性ひずみに関わる性能の照査、およびその結果から導き出された知見によって性能確保のための施工上の対策について述べる。

(1)まず、これらの応力度や変形に関する既往の研究について記し、その問題点を明らか

にする。これらを解決する方法として、複合コンクリート舗装版を複数の要素からなる梁部材にモデル化し、第3章で述べた逐次法によって時間依存性ひずみによる応力等を解析する新たな方法を示す。

- (2) 上記の方法を用いて、既往の方法における問題を解決する方法を提示する。
- (3) 性能に影響を及ぼす要因を数値解析的に把握し、その影響度を明らかにする。さらに性能確保のために重要な施工に関わる対策を提言する。

## 4.2 複合コンクリート舗装版の解析手法

### 4.2.1 既往研究

コンクリート・オーバーレイの歴史は古く、1961年にアメリカ・ミシガン州で最初に施工された<sup>5)</sup>。当初は、前述の3タイプのオーバーレイが実施されたが、オーバーレイ層を最も薄くできることで経済性が発揮できる点、またトンネル内など建築限界の確保に有効性が認められる点などから、付着型オーバーレイ工法が一般化した。

このような複合コンクリート舗装版の一般的な損傷事例として、隅角部および版端部に生じる上下層の剥離、中央部に生じるひび割れ、さらに既存コンクリート版の目地、ひび割れからのリフレクション・クラックが挙げられている<sup>5)</sup>。前者の損傷は、交通荷重による場合は少なく、コンクリートの時間依存性ひずみに起因しているものと考えられている。

R.K.Ghoshの研究が代表的であり<sup>5)</sup>、以下に概述する。

R.K.Ghoshは、プレストレストコンクリート合成桁における、プレキャスト桁と現場打ち床版との境界に生じる現場打ちコンクリートの収縮に伴う応力に関する、H.W.Birkelandの研究結果<sup>6)</sup>に着目した。その成果として、複合コンクリート舗装版の収縮応力についての算定式を示している。図-4.1(b)の曲げ応力度、および(c)の版端部のせん断応力度、直応力度は、それぞれ式(4.1)、(4.2)のとおりである<sup>7)</sup>。

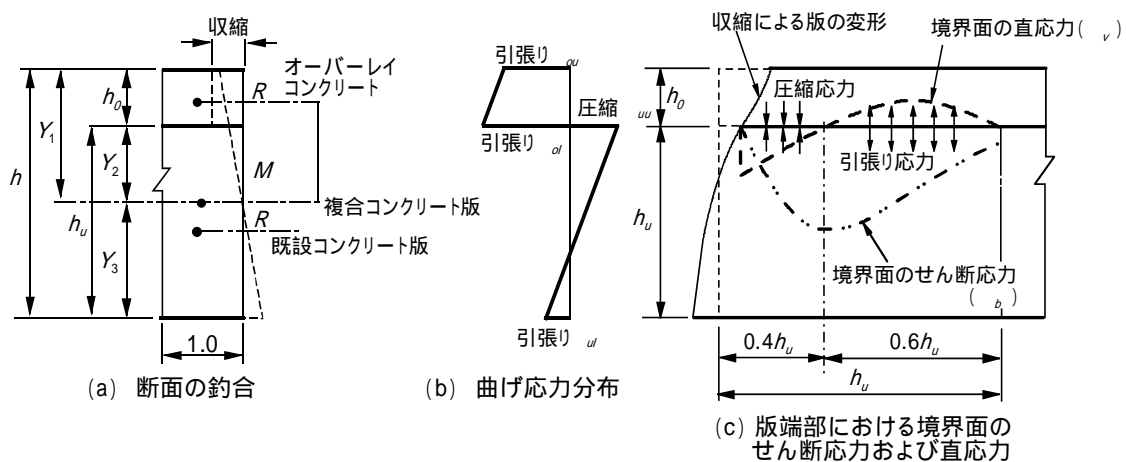


図-4.1 R.H. Ghoshによる複合コンクリート版の応力

$$\begin{aligned}
 \sigma_{ou} &= n \cdot E_0 \cdot \varepsilon \cdot h_o \left( \frac{1}{nh_o} - \frac{1}{nh_o + h_u} - \frac{CY_1}{I} \right) \\
 \sigma_{ol} &= n \cdot E_0 \cdot \varepsilon \cdot h_o \left( \frac{1}{nh_o} - \frac{1}{nh_o + h_u} - \frac{CY_2}{I} \right) \\
 \sigma_{uu} &= E_0 \cdot \varepsilon \cdot h_o \left( -\frac{1}{nh_o + h_u} - \frac{CY_2}{I} \right) \\
 \sigma_{ul} &= E_0 \cdot \varepsilon \cdot h_o \left( -\frac{1}{nh_o + h_u} + \frac{CY_3}{I} \right)
 \end{aligned} \tag{4.1}$$

ここで、

$$\begin{aligned}
 Y_1 &= (nh_o^2 + 2h_o h_u + h_u^2) / 2(nh_o + h_u) \\
 Y_2 &= (-nh_o^2 + h_u^2) / 2(nh_o + h_u) \\
 Y_3 &= (nh_o^2 + 2nh_o h_u + h_u^2) / 2(nh_o + h_u) \\
 I &= (n^3 h_o^5 + 5n^2 h_o^4 h_u + 6n^2 h_o^3 h_u^2 + 4nh_o^3 h_u^2 + 4n^2 h_o^2 h_u^3 + 6nh_o^2 h_u^3 \\
 &\quad + 5nh_o h_u^4 + h_u^5) / 12(nh_o + h_u)^2 \\
 C &= (h_o h_u + h_u^2) / 2(nh_o + h_u) \\
 n &= E_o / E_u
 \end{aligned}$$

$h_o, h_u$ ; それぞれ新設、既設コンクリート版の層厚

$E_o, E_u$ ; それぞれ新設、既設コンクリートのヤング係数

$\varepsilon$ ; 新設コンクリートの収縮ひずみ

$$\begin{aligned}
 \tau_b &= \frac{S}{h_u} \\
 \sigma_v &= \frac{3M'}{h_u^2}
 \end{aligned} \tag{4.2}$$

ここで、

$$\begin{aligned}
 S &= (\sigma_{ou} + \sigma_{ol}) \cdot \frac{h_o}{2} \\
 M' &= (\sigma_{ou} - \sigma_{ol}) \cdot \frac{h_o^2}{12} + (\sigma_{ou} + \sigma_{ol}) \cdot \frac{h_o^2}{4}
 \end{aligned}$$

しかし、この方法には、その誘導過程から次のような問題点がある<sup>8)</sup>。

路盤材によってオーバーレイ・コンクリートの収縮に伴う変形が拘束される影響が考慮されていない。

収縮によって発生する応力のクリープ緩和の影響が同式の中に明確に示されていない。

すなわち、計算に用いる収縮ひずみは、実ひずみに応力のクリープ緩和の影響を考慮して決定するか、あるいは計算に用いるオーバーレイ・コンクリートのヤング係数にクリープの影響を考慮した有効ヤング係数を用いる必要がある。

複合コンクリート版の端部領域、いわゆる平面保持の仮定が成立しない領域の境界面に生じる応力の算定式が必ずしも明確ではない。

#### 4.2.2 時間依存性ひずみに対する逐次法による解析<sup>9)</sup>

本研究では、複合コンクリート舗装版の性能を照査するために、逐次法を用いたコンクリートの時間依存性ひずみの解析を行うが、逐次法については、すでに第3章で述べた。図-4.2(a)に示すような複合コンクリート舗装版を、路盤材の影響を考慮するために弾性支承上の梁にモデル化し、このモデル化した梁を数個のセグメントに分割する。図(b)にセグメントの構成を示すが、新設コンクリート層(OL)、既設コンクリート層(UL)、さらに両者の境界層(B)からなる。各セグメントには、12自由度をもたせて要素の変位・断面力を定義する(図-4.2(b)参照)。そのとき、次のように仮定するが、既設コンクリート版の収縮はすでに終了していると見なす。

相隣り合う OL は、その両端の要素下面の節点のみによって連結されている。

相隣り合う UL は、その両端の要素上面の節点のみによって連結されている。

境界要素 B は、その物理的大きさはないものとし、さらにそれを構成するバネは線形挙動するものとする。

同じ位置にある OL と UL の節点は、鉛直および水平方向ともに相対変位を生じうる。

OL および UL は、平面保持の仮定が成立するとした梁(あるいは弾性支承上の梁)理論に従うものとする。

解析は、時間  $t_i$  間のセグメントを構成する各要素ごとの剛性方程式を作り、それを重ね合わせてセグメントの剛性方程式とする。さらに複合コンクリート版としての全体剛性方程式に組み合わせて、解くことによってその間の発生変位なり応力を求める。対象とする時間までの、各時間間隔でのこれらを累積することで目的とする応答値がえられる。図-4.3 に各時間間隔での解析の流れを図示する。

OL 要素の剛性方程式は、図-4.4(a)に示すように要素下端の参照軸に関して、その変位、断面力を定義すると、次式となる。

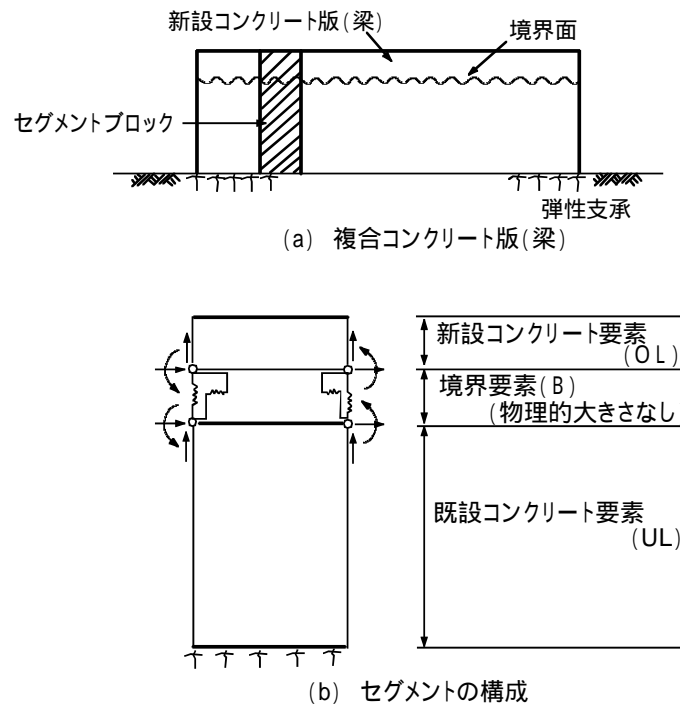


図-4.2 複合コンクリート版のモデル化

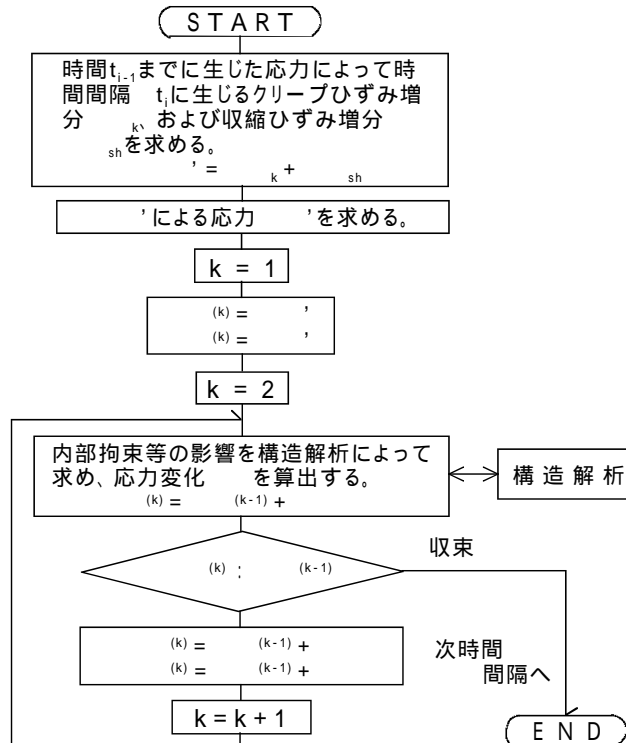
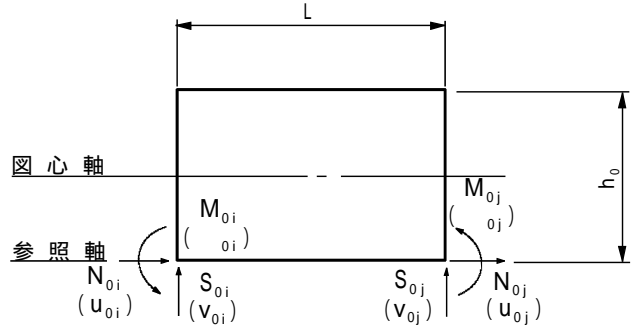
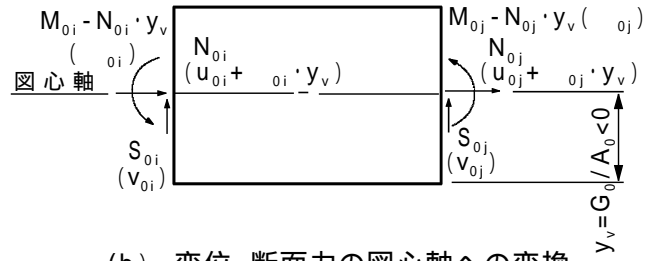


図-4.3 各時間間隔における計算フロー





(a) 参照軸での変位・断面力の定義



(b) 変位・断面力の図心軸への変換

図-4.4 OL要素の変位・断面力の定義

$$\{f\} = [k_{ol}]\{u\} + \{f_e\} - \{f_0\} \quad (4.3)$$

ここで、

$\{f\} = \{N_{oi} \ S_{oi} \ M_{oi} \ N_{oj} \ S_{oj} \ M_{oj}\}^T$ ; 節点力ベクトル

$[k_{ol}]$ ; OL要素の剛性マトリックス

$\{u\} = \{u_{oi} \ v_{oi} \ \theta_{oi} \ u_{oj} \ v_{oj} \ \theta_{oj}\}^T$ ; 節点変位ベクトル

$\{f_e\} = \{0\}$ ; 等価節点力ベクトル

$\{f_0\}$ ; 初期力ベクトル

上式の剛性マトリックスも、図-4.4(b)の図心軸位置での変位・断面力を用いて通常の梁理論より求めると、次式となる。

$$[k_{ol}] = \begin{bmatrix} \frac{E_o \cdot A_o}{L} & 0 & \frac{E_o \cdot G_o}{L} & -\frac{E_o \cdot A_o}{L} & 0 & -\frac{E_o \cdot G_o}{L} \\ 0 & \frac{12E_o(I_o - G_o^2/A_o)}{L^3} & \frac{6E_o(I_o - G_o^2/A_o)}{L^2} & 0 & -\frac{12E_o(I_o - G_o^2/A_o)}{L^3} & \frac{6E_o(I_o - G_o^2/A_o)}{L^2} \\ \frac{E_o \cdot G_o}{L} & \frac{6E_o(I_o - G_o^2/A_o)}{L^2} & \frac{E_o(4I_o - 3G_o^2/A_o)}{L} & \frac{E_o \cdot A_o}{L} & \frac{12E_o(I_o - G_o^2/A_o)}{L^3} & \frac{6E_o(I_o - G_o^2/A_o)}{L^2} \\ -\frac{E_o \cdot A_o}{L} & 0 & \frac{-E_o \cdot G_o}{L} & \frac{E_o \cdot A_o}{L} & 0 & -\frac{E_o \cdot G_o}{L} \\ 0 & -\frac{12E_o(I_o - G_o^2/A_o)}{L^3} & \frac{-6E_o(I_o - G_o^2/A_o)}{L^2} & 0 & \frac{12E_o(I_o - G_o^2/A_o)}{L^3} & \frac{-6E_o(I_o - G_o^2/A_o)}{L^2} \\ -\frac{E_o \cdot G_o}{L} & \frac{6E_o(I_o - G_o^2/A_o)}{L^2} & \frac{E_o(2I_o - 3G_o^2/A_o)}{L} & \frac{E_o \cdot G_o}{L} & \frac{-6E_o(I_o - G_o^2/A_o)}{L} & \frac{E_o(4I_o - 3G_o^2/A_o)}{L} \end{bmatrix} \quad \text{symm.} \quad (4.4)$$

ここで、

$E_o = E_i = \frac{E_{i-1}}{1 + \Delta\phi_i}$ ; 時間 $\Delta t_i$ でのOL要素の見掛けのヤング係数

$A_o, G_o, I_o$ ; OL要素の参照軸に関する断面定数で、それぞれ断面積、  
断面1次モーメント、断面2次モーメント

$L_i$ ; セグメント長

$\Delta\phi_i$ ; 時間 $\Delta t_i$ でのクリープ係数の増分

式(4.3)の初期力ベクトルは、コンクリートの収縮およびクリープに分けて求める。まず、収縮であるが、OL要素の上縁、下縁における時間  $t_i$  での収縮ひずみ増分を、それぞれ  $\epsilon_{sh,u}$ 、 $\epsilon_{sh,l}$  とする。この収縮による断面内の変形を拘束するのに要する力 ( $P_{sh}$ 、 $M_{sh}$ ) が、OL要素の図心軸に沿って直線的に分布すると仮定すれば、その初期力ベクトルは仮想仕事の原理<sup>10)</sup>を用いて下式のように表される。

$$\{f_0\}_{sh}^{cg} = \begin{Bmatrix} N_{0,i} \\ S_{0,i} \\ M_{0,i} \\ N_{0,j} \\ S_{0,j} \\ M_{0,j} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -\Delta P_{sh,i} (1 - \gamma_N / 2) \\ -\Delta M_{sh,i} \frac{\gamma_M}{L} \\ -\Delta M_{sh,i} \\ \Delta P_{sh,i} (1 - \gamma_N / 2) \\ \Delta M_{sh,i} \frac{\gamma_M}{L} \\ \Delta M_{sh,i} (1 - \gamma_M) \end{Bmatrix} \quad (4.5)$$

ここで、

$$\gamma_N = 1 - \Delta P_{sh,j} / \Delta P_{sh,i}$$

$$\gamma_M = 1 - \Delta M_{sh,j} / \Delta M_{sh,i}$$

$\Delta P_{sh,j}, \Delta P_{sh,i}$ ; それぞれ  $i, j$  端における  $\Delta P_{sh}$

$\Delta M_{sh,j}, \Delta M_{sh,i}$ ; それぞれ  $i, j$  端における  $\Delta M_{sh}$

なお、 $P_{sh}$ 、 $M_{sh}$  は式(4.6)で表される。

$$\Delta P_{sh} = E_o \int \Delta \varepsilon_{sh} \cdot dA = E_o \cdot b \cdot h_o \cdot \frac{\Delta \varepsilon_{sh,u} + \Delta \varepsilon_{sh,l}}{2} \quad (4.6)$$

$$\Delta M_{sh} = E_o \int \Delta \varepsilon_{sh} \cdot y \cdot dA = E_o \cdot \frac{b \cdot h_o^2}{6} \cdot \frac{\Delta \varepsilon_{sh,u} - \Delta \varepsilon_{sh,l}}{2}$$

ここで、

$b, h_o$ ; それぞれOL要素の幅、高さ

つぎにクリープひずみであるが、前述のように OL 要素の収縮が UL 要素および路盤材によって拘束されて収縮応力が発生する。この応力は一定応力ではなく、時間とともに変化する変化応力である。時間  $t_i$  でのクリープひずみ増分は、式(3.1)より下式となる。なお、この場合当初応力は零である。

$$\Delta \varepsilon_{k,i} = \sum_{j=1}^{i-1} \frac{\Delta \sigma_j}{E(t_j)} \cdot \Delta \phi'_{t,j} + \frac{\Delta \sigma_i}{E(t_i)} (1 + \Delta \phi'_{t,i}) \quad (4.7)$$

ここで、

$\Delta \sigma_i = \sigma(t_i) - \sigma(t_j)$ ; 時間  $\Delta t_i (= t_i - t_j)$  でのOL要素の応力増分

$\Delta \phi'_{t,j} = \phi(t_i, t_j) - \phi(t_{i-1}, t_j)$ ; 時間  $t = t_j$  で発生した応力に対する  $\Delta t_i$  間のクリープ係数の増分

$E(t_i)$ ;  $t = t_i$  でのコンクリートのヤング係数

クリープに関する初期力ベクトル  $\{f_0\}_k^{cg}$  は、上式によって要素の上縁および下縁のひずみ増分  $\varepsilon_{k,u}$ 、 $\varepsilon_{k,l}$  を求め、収縮と同様に式(4.5)および(4.6)によってえられる。

これらの初期力ベクトルは図心軸に関するもので、参照軸に変換する必要がある。図-4.4の変位・断面力の定義に従って、これらを関係付けると式(4.8)で表される。

$$\{f_o\}^{ref} = [T]^{ref} \{f_o\}^{cg}$$

ここで、

$$\{f_o\}^{ref} = \{N_{oi} \quad S_{oi} \quad M_{oi} \quad N_{oj} \quad S_{oj} \quad M_{oj}\}^T; \text{参照軸に関する初期力ベクトル}$$

$$\{f_o\}^{cg} = \{N_{oi} \quad S_{oi} \quad M_{oi} \quad N_{oj} \quad S_{oj} \quad M_{oj}\}^T; \text{図心軸に関する初期力ベクトル}$$

$$[T]^{ref} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{G_o}{A_o \cdot L} & 1 & 0 & \frac{G_o}{A_o \cdot L} & 0 & 0 \\ \frac{G_o}{A_o} & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ -\frac{G_o}{A_o \cdot L} & 0 & 0 & -\frac{G_o}{A_o \cdot L} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{G_o}{A_o} & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (4.8)$$

; 力の図心軸から参照軸への変換マトリックス

UL 要素は弾性支承上の部材<sup>11), 12)</sup>にモデル化するが、その変位・断面力を図-4.5(a)に示すように要素上縁で定義すると、その剛性方程式は次式で表される。なお、要素下縁での水平変位と軸力は同図(b)のように表され、これを用いて水平バネに関わる参照軸での変位と断面力を関係付けている。

$$\{f\} = [k_{ul}] \{u\} \quad (4.9)$$

ここで、

$$\{f\} = \{N_{ui} \quad S_{ui} \quad M_{ui} \quad N_{uj} \quad S_{uj} \quad M_{uj}\}^T; \text{節点力ベクトル}$$

$$\{u\} = \{u_{ui} \quad v_{ui} \quad \theta_{ui} \quad u_{uj} \quad v_{uj} \quad \theta_{uj}\}^T; \text{節点変位ベクトル}$$

$[k_{ul}]$ ; UL要素の剛性マトリックス

$$[k_{ul}] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{l_\omega} \cdot \frac{\overline{ch}}{sh} & 0 & \frac{4EI}{l_s^3} \cdot \frac{sh \cdot ch + s \cdot c}{sh^2 - s^2} & \text{symm.} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{EA}{l_\omega} \cdot \frac{\overline{ch}}{sh} \cdot h_u & \frac{2EI}{l_s^2} \cdot \frac{sh^2 + s^2}{sh^2 - s^2} & \frac{EA}{l_\omega} \cdot \frac{\overline{ch}}{sh} \cdot h_u^2 + \frac{2EI}{l_s} \cdot \frac{sh \cdot ch - s \cdot c}{sh^2 - s^2} & 0 & -\frac{EA}{l_\omega} \cdot \frac{1}{sh} \cdot h_u & \frac{EA}{l_\omega} \cdot \frac{\overline{ch}}{sh} & 0 \\ -\frac{EA}{l_\omega} \cdot \frac{1}{sh} & 0 & -\frac{EA}{l_\omega} \cdot \frac{1}{sh} \cdot h_u & \frac{EA}{l_\omega} \cdot \frac{\overline{ch}}{sh} & 0 & \frac{4EI}{l_s^3} \cdot \frac{sh \cdot ch + s \cdot c}{sh^2 - s^2} & 0 \\ 0 & -\frac{4EI}{l_s^3} \cdot \frac{ch \cdot s + sh \cdot c}{sh^2 - s^2} & -\frac{4EI}{l_s^2} \cdot \frac{sh \cdot s}{sh^2 - s^2} & 0 & -\frac{EA}{l_\omega} \cdot \frac{1}{sh} \cdot h_u^2 & \frac{EA}{l_\omega} \cdot \frac{\overline{ch}}{sh} \cdot h_u^2 & -\frac{2EI}{l_s^2} \cdot \frac{sh^2 + s^2}{sh^2 - s^2} \\ -\frac{EA}{l_\omega} \cdot \frac{1}{sh} \cdot h_u & \frac{4EI}{l_s^2} \cdot \frac{sh \cdot s}{sh^2 - s^2} & +\frac{2EI}{l_s} \cdot \frac{ch \cdot s - sh \cdot c}{sh^2 - s^2} & \frac{EA}{l_\omega} \cdot \frac{\overline{ch}}{sh} \cdot h_u & -\frac{2EI}{l_s^2} \cdot \frac{sh^2 + s^2}{sh^2 - s^2} & +\frac{2EI}{l_s} \cdot \frac{sh \cdot ch - s \cdot c}{sh^2 - s^2} & +\frac{EA}{l_\omega} \cdot \frac{\overline{ch}}{sh} \cdot h_u^2 \end{bmatrix} \quad (4.10)$$

ここで、

$$l_\omega = \sqrt{\frac{EA}{K_h}}, \quad \overline{ch} = \cosh\left(\frac{L}{l_\omega}\right), \quad \overline{sh} = \sinh\left(\frac{L}{l_\omega}\right)$$

$$l_s = \sqrt[4]{\frac{4EA}{K_v}}, \quad ch = \cosh\left(\frac{L}{l_s}\right), \quad sh = \sinh\left(\frac{L}{l_s}\right)$$

$$c = \cos\left(\frac{L}{l_s}\right), \quad s = \sin\left(\frac{L}{l_s}\right)$$

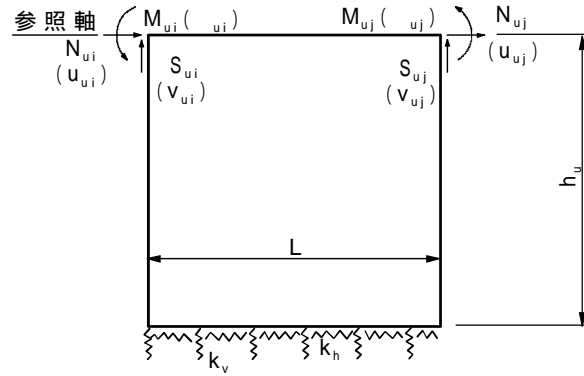
$$I = I_v - G_v^2 / A$$

$E, A$ ; UL要素のヤング係数および断面積

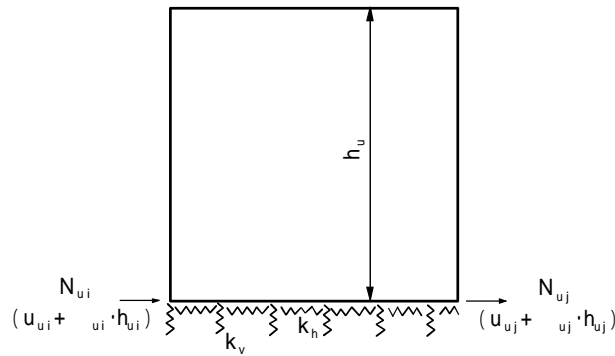
$I_v, G_v$ ; 参照軸に関する断面2次モーメントおよび1次モーメント

$K_v, K_h$ ; 路盤材の鉛直および水平方向に関する単位面積当たりのバネ係数

境界要素であるB要素は、上述のOLとUL要素を結合させる要素で、物理的大きさを有しないものとしている。同要素は、OL、UL要素間の鉛直および水平方向の相対変位を許容させるためのもので、線形バネ部材で構成している。図-4.6 にその変位・断面力の定義を示すが、その剛性方程式は次式で表される。



(a) 参照軸での変位・断面力の定義



(b) 要素下縁での水平変位・軸力の関係

図-4.5 UL要素の変位・断面力の定義

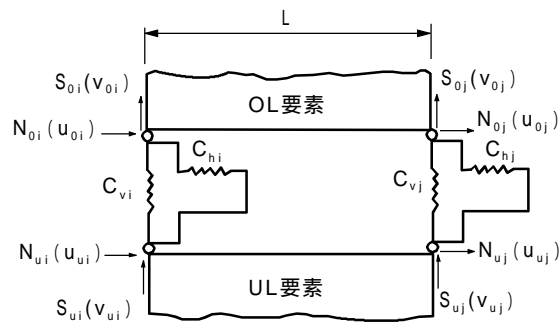


図-4.6 B要素の変位・断面力の定義

$$\{f\} = [k_b]\{u\}$$

ここで、

$$\{f\} = \{N_{oi} \quad N_{ui} \quad S_{oi} \quad S_{ui} \quad N_{oj} \quad N_{uj} \quad S_{oj} \quad S_{uj}\}^T; \text{節点力ベクトル}$$

$$\{u\} = \{u_{oi} \quad u_{ui} \quad v_{oi} \quad v_{ui} \quad u_{oj} \quad u_{uj} \quad v_{oj} \quad v_{uj}\}^T; \text{節点変位ベクトル}$$

$$[k_b] = \begin{bmatrix} C_{hi} & & & & & & & \\ -C_{hi} & C_{hi} & & & & & & \\ 0 & 0 & C_{vi} & & & & & \\ 0 & 0 & -C_{vi} & C_{vi} & & & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_{hj} & & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -C_{hj} & C_{hj} & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & C_{vj} & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -C_{vj} & C_{vj} \end{bmatrix} \quad (4.11)$$

$C_{hi}, C_{hj}$ ; それぞれiおよびj 端の水平方向バネ剛度

$C_{vi}, C_{vj}$ ; それぞれiおよびj 端の鉛直方向バネ剛度

これらのセグメントを構成する3要素の剛性方程式を重ね合わせて、セグメントの剛性方程式がえられる。

$$\{f\} = [K]\{u\} - \{f_0\} \quad (4.12)$$

ここで、

$$\{f\} = \{N_{oi} \quad S_{oi} \quad M_{oi} \quad N_{ui} \quad S_{ui} \quad M_{ui} \quad N_{oj} \quad S_{oj} \quad M_{oj} \quad N_{uj} \quad S_{uj} \quad M_{uj}\}^T$$

; 節点力ベクトル(12×1)

$$\{u\} = \{u_{oi} \quad v_{oi} \quad \theta_{oi} \quad u_{ui} \quad v_{ui} \quad \theta_{ui} \quad u_{oj} \quad v_{oj} \quad \theta_{oj} \quad u_{uj} \quad v_{uj} \quad \theta_{uj}\}^T$$

; 節点変位ベクトル(12×1)

$[K]$ ; セグメントの剛性マトリックス(12×12)(式(4.13)参照)

$\{f_0\}$ ; 初期力ベクトル(12×1)(式(4.14)参照)

個々のセグメントの剛性方程式を複合コンクリート舗装版全体に亘って重ね合わせ、全体剛性方程式を組み立てて解くことが、図-4.3に示した構造解析に該当している。

[illegible]

ここで、

 $[k_{ol}]$ ; 0L要素の剛性マトリックス(式(4.4)参照)

$[k_{ul}]$ ; UL要素の剛性マトリックス(式(4.10)参照)

$[k_b]$ ; B要素の剛性マトリックス(式(4.11)参照)



$$\{f_0\} = \begin{Bmatrix} f_{0,sh}(1) + f_{0,k}(1) \\ f_{0,sh}(2) + f_{0,k}(2) \\ f_{0,sh}(3) + f_{0,k}(3) \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ f_{0,sh}(4) + f_{0,k}(4) \\ f_{0,sh}(5) + f_{0,k}(5) \\ f_{0,sh}(6) + f_{0,k}(6) \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (4.14)$$

ここで、

$\{f_0\}_{sh}$ ; 参照軸に関する収縮の初期力ベクトル

$\{f_0\}_k$ ; 参照軸に関するクリープの初期力ベクトル

#### 4.3 複合コンクリート舗装版の時間依存性ひずみに対する性能の照査、 および性能確保のための施工上の対策

##### 4.3.1 数値解析のための諸検討

前節に示した複合コンクリート舗装版の性能を照査するための手法では、幾つかの照査結果に影響を及ぼす要因を明らかにする必要がある。その要因として、解析的要因、既設部および新設部の材料的要因が挙げられるが、具体的には次のようである。これらを検討して本研究の基本的解析条件などを設定する。

###### 解析的要因

複合コンクリート舗装版を部材軸方向にセグメント化して解析するために、その分割長が結果に影響する。また、解析対象とする時間(計算時間)とその分割数にも関係する。ここでは、これらの影響を数値解析によって明らかにし、最適な解析条件値を設定する。

###### 既設部の材料的要因

既設コンクリートのヤング係数、路盤材の力学特性(すなわち、地盤の支持力係数)は、新設コンクリートの時間依存性ひずみを拘束する。その拘束度によっては、複合コンクリート舗装版の性能を阻害することも生じうる。すなわち、版のひび割れ、浮きや剥離をもたらす。ここでは、文献調査結果を基にこれら諸数値の範囲を示し、さらに解析的に影響度を把握する。

###### 新設部の材料的要因

オーバーレイする新設部のコンクリートや接着層は、本舗装版の性能を決定する大きな要因となる。すなわち、オーバーレイ・コンクリートの時間依存性ひずみ、ヤング係数、さらに付着力である。使用材料や環境条件について文献調査し、解析条件を設定する。また、その影響度を解析的に把握する。

##### (1) 解析的要因に関する検討

セグメント分割に関する検討結果を図-4.7に示す。まず、応力の発生傾向等について見ると、つぎのようである。すなわち、OL要素では版端部より急激に応力が増加し、複合版厚の10倍程度の位置でほぼ一定な応力状態となっている。UL要素では、版全長に亘って同一符号の応力状態とはならず、反転傾向が見られる。さらに、B要素では、版端部から版厚程度の範囲に応力の発生が見られるが、急激に減少して中央部では見られない。

これら応力は分割方法にも影響されるが、可能な限り細かくセグメントの分割を行うことで応力の収束がえられる。本研究では、上図のケース6の分割を採用する。

計算時間および時間分割数に関する検討の結果を図-4.8および4.9に示す。図-4.8では、時間分割数を25として計算時間を変化させて検討しているが、B要素に若干その影響が見られる程度である。また、図-4.9は、計算時間5年として時間分割数を変化させているが、20分割以上では、B要素に若干その影響が見られる程度で、差異が生じていない。これらの結果を踏まえて、計算時間5年、時間分割数25とする。

第4章 時間依存性ひずみが複合コンクリート  
舗装版の性能に及ぼす影響に関する研究

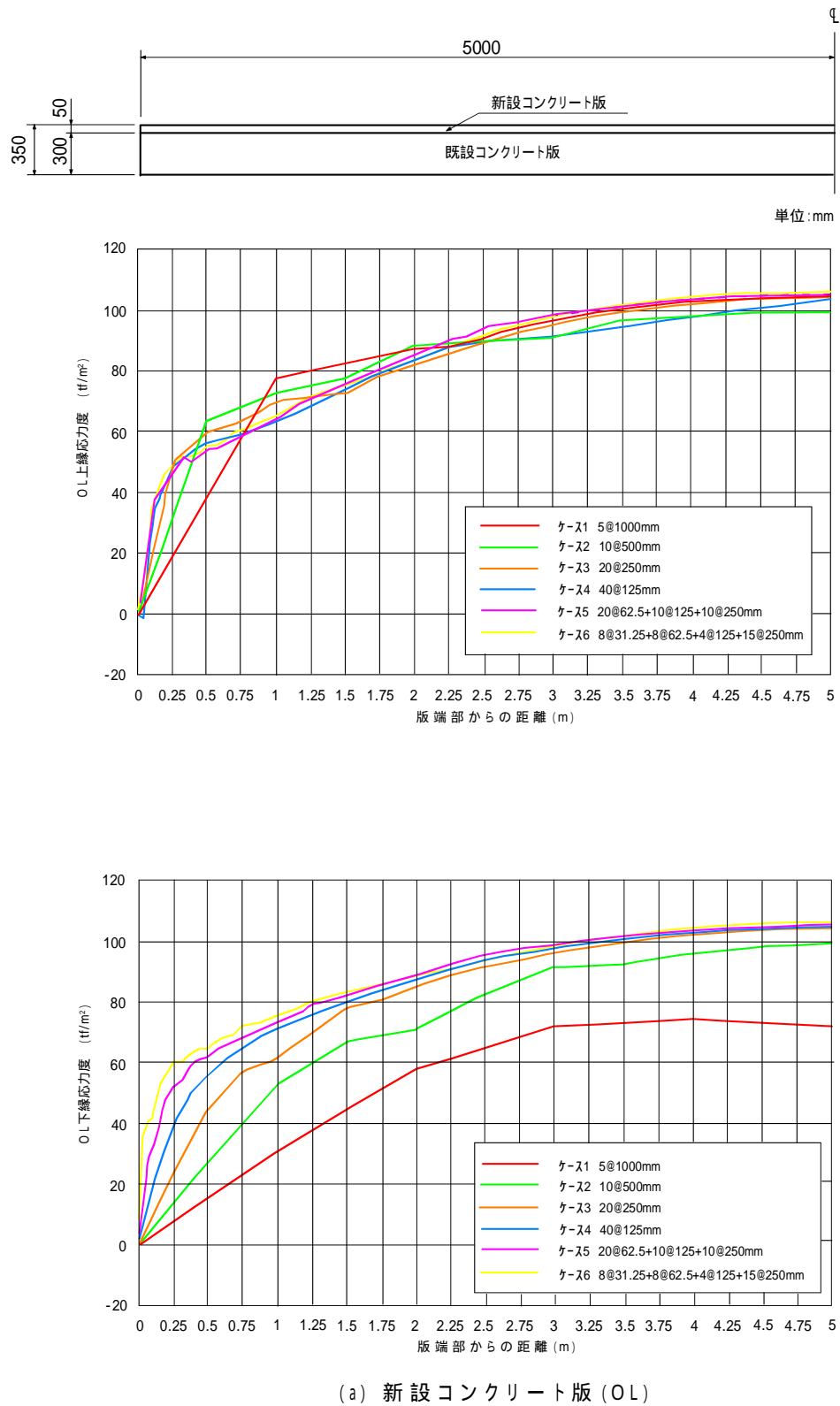
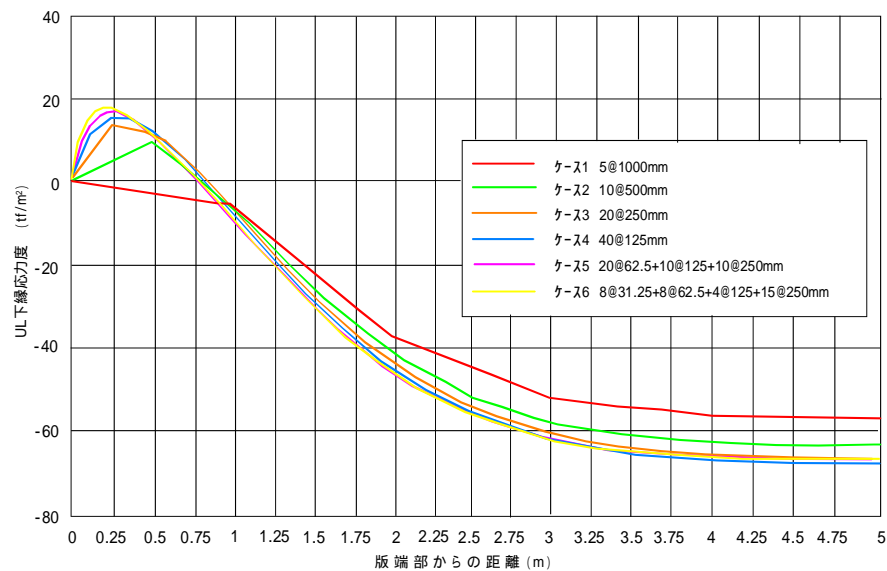
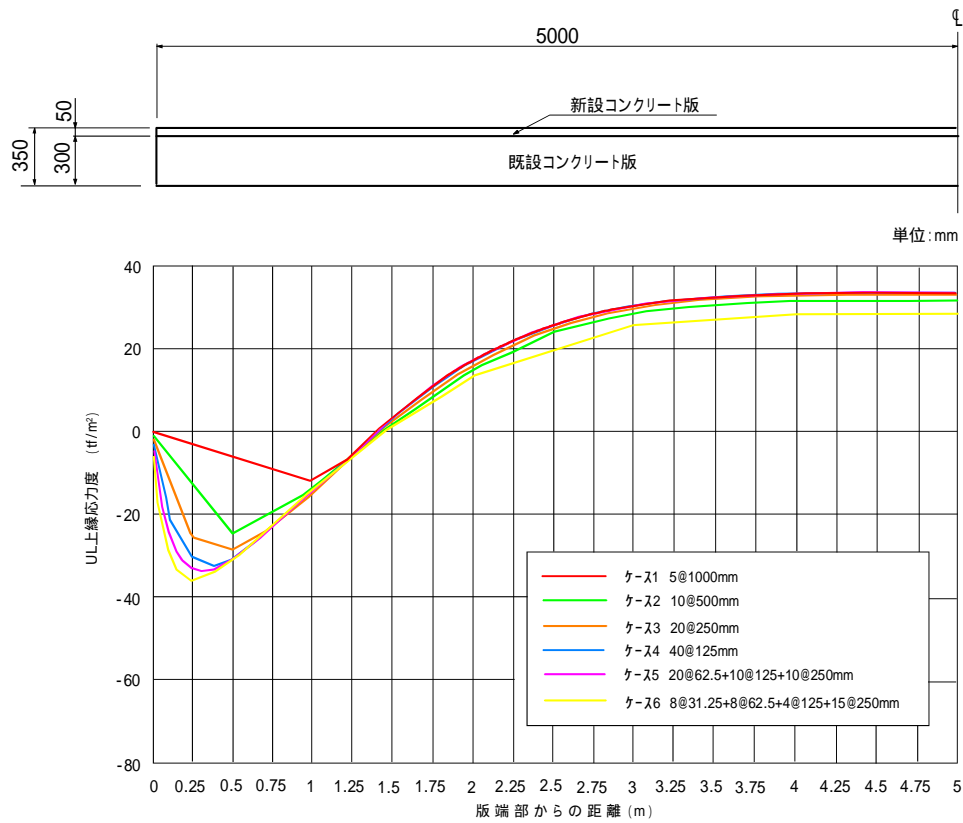
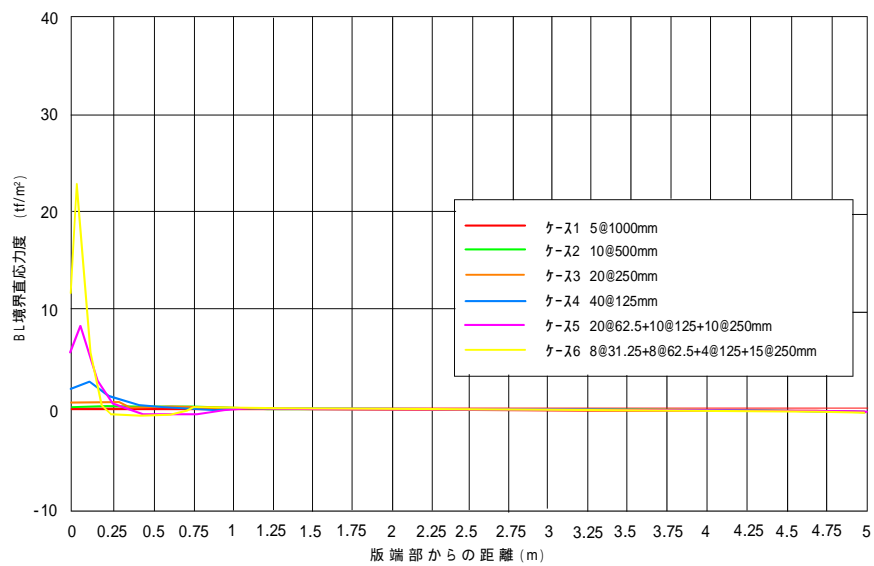
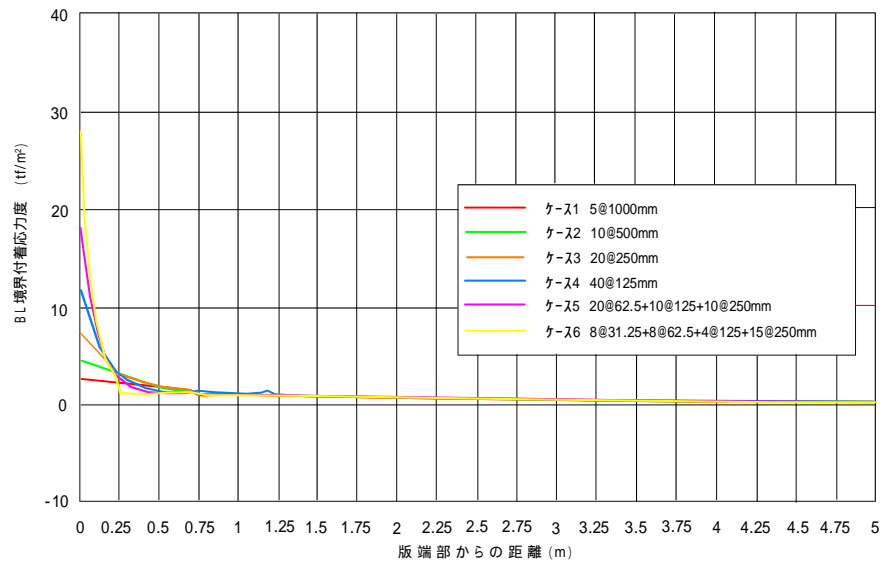
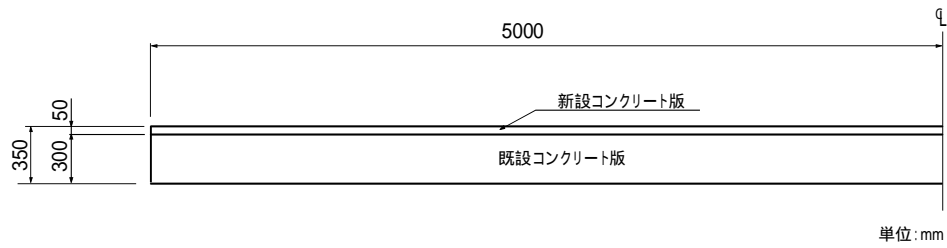


図-4.7 セグメント分割に関する検討結果（その1）



(b) 既設コンクリート版 (UL)

図-4.7 セグメント分割に関する検討結果 (その2)



(c) 境界層 (BL)

図-4.7 セグメント分割に関する検討結果 (その3)

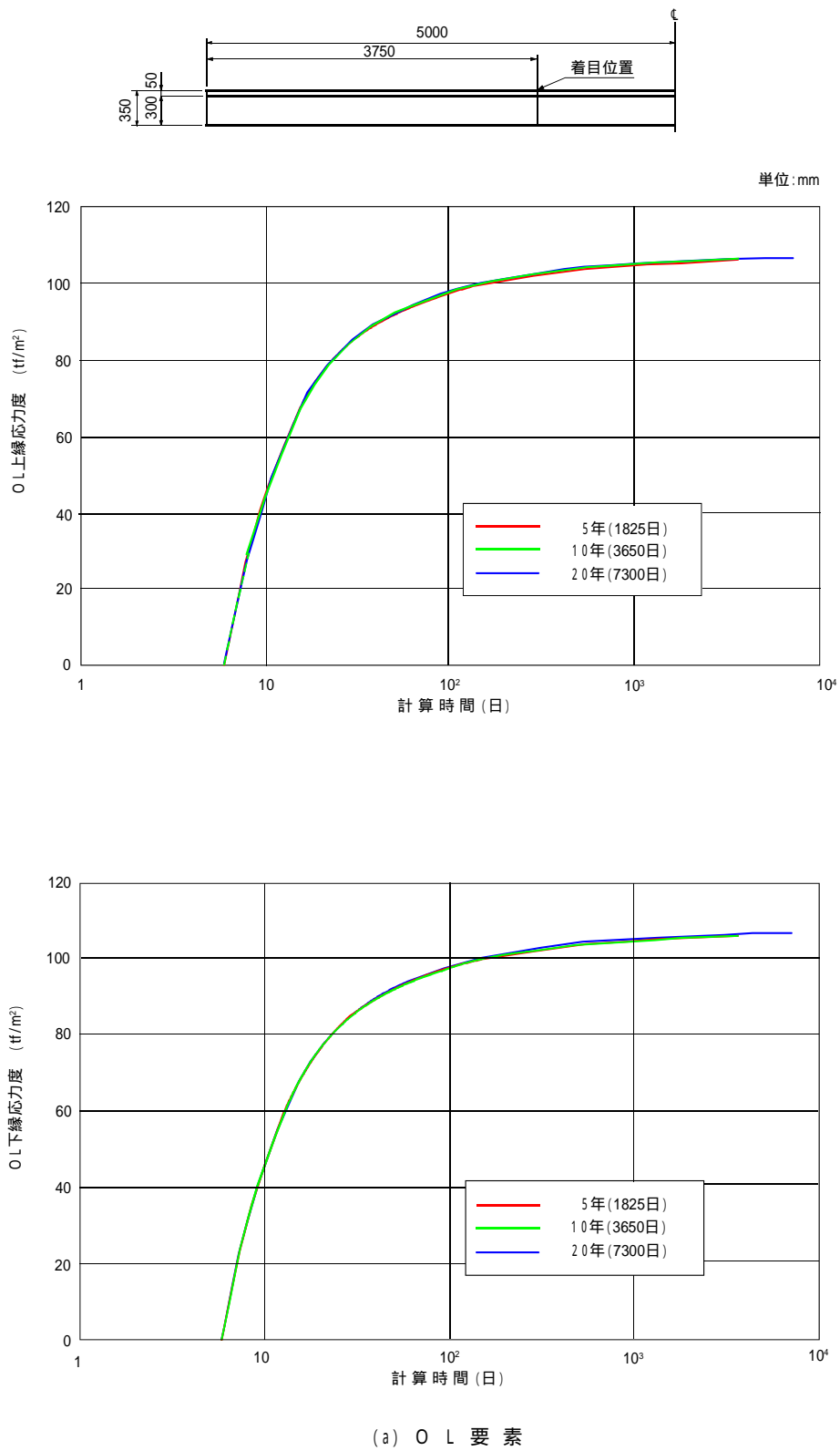
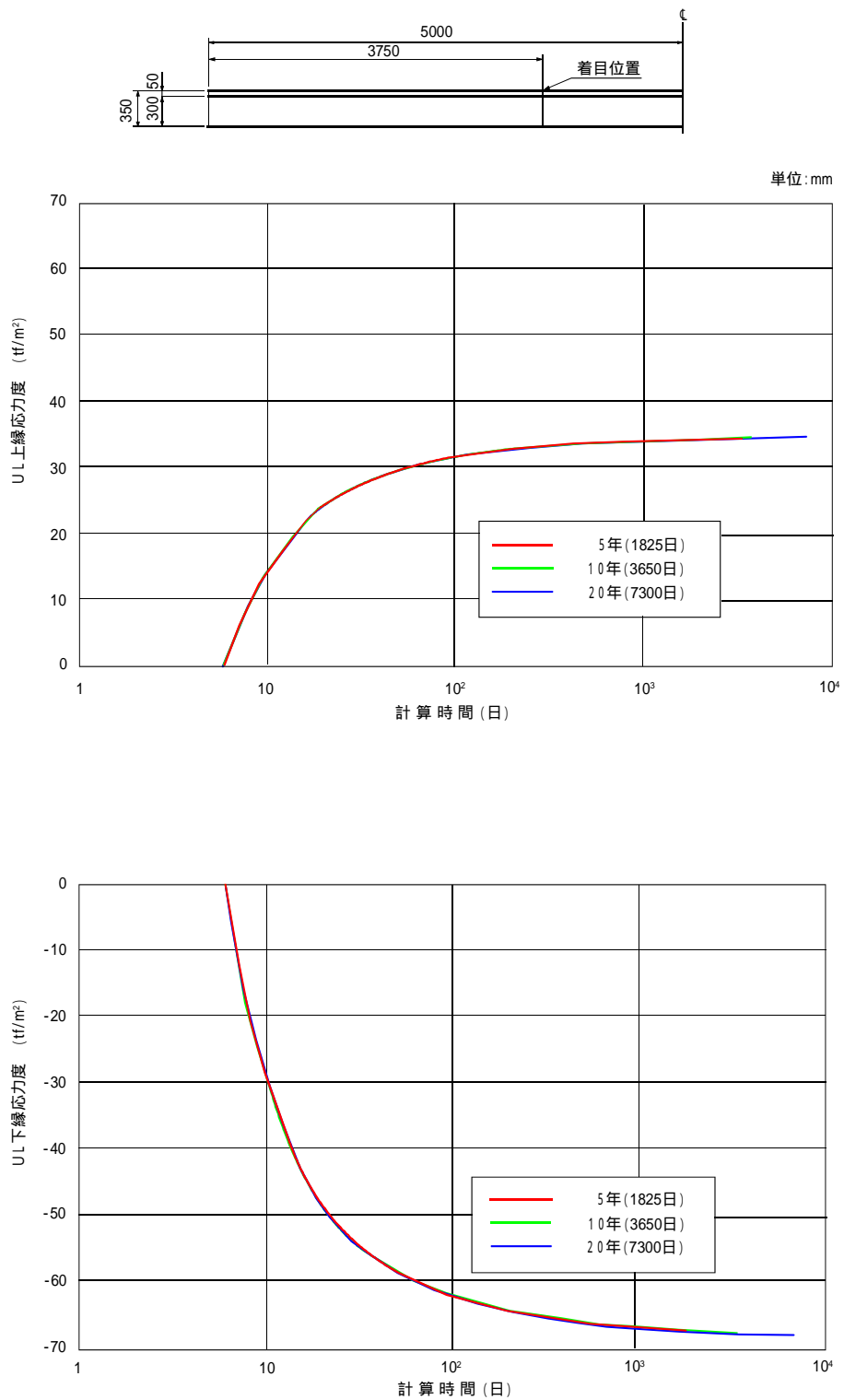
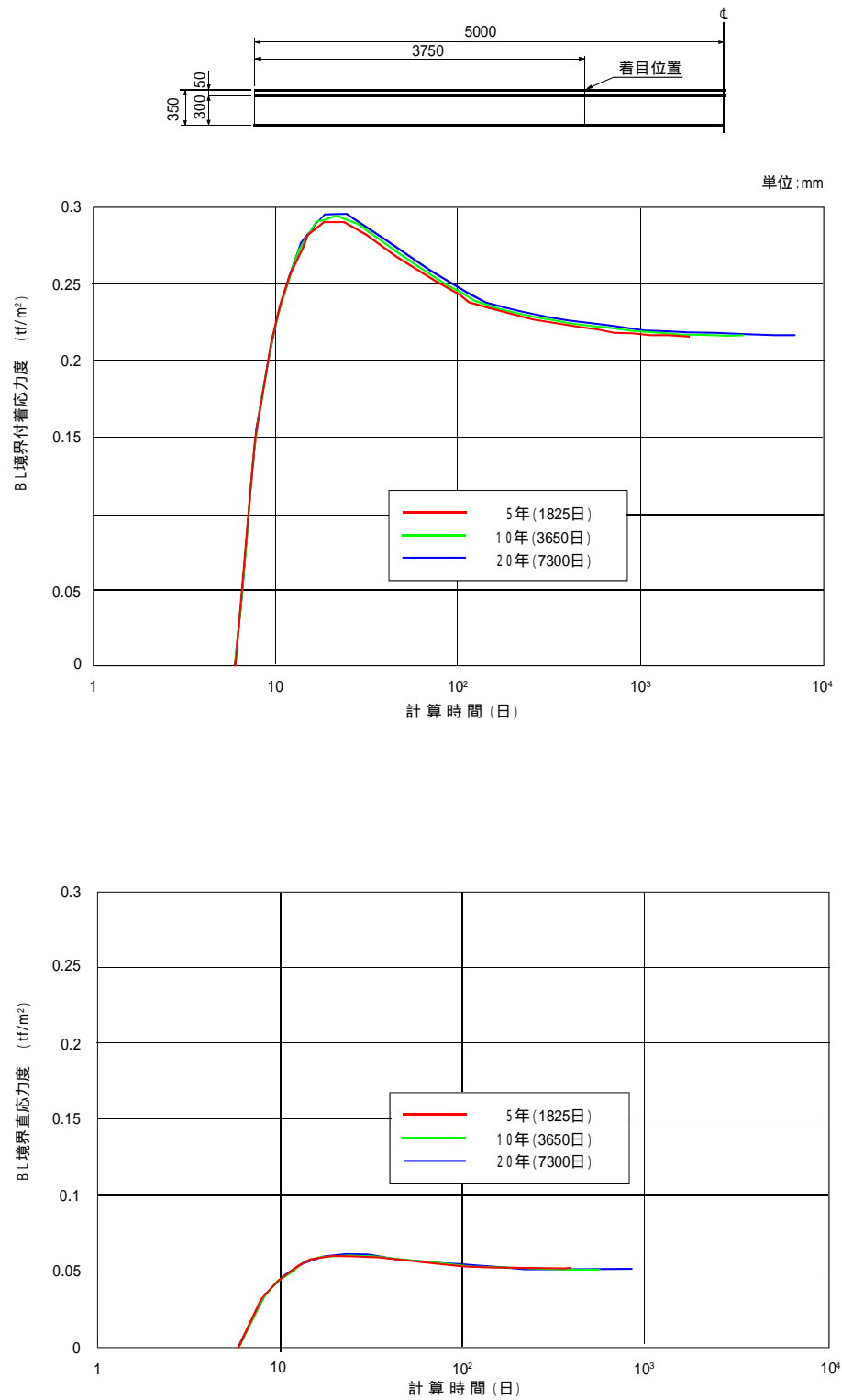


図-4.8 計算時間に関する検討結果(その1)



(b) U L 要 素

図-4.8 計算時間に関する検討結果 (その2)



(c) B 要素

図-4.8 計算時間に関する検討結果 (その3)



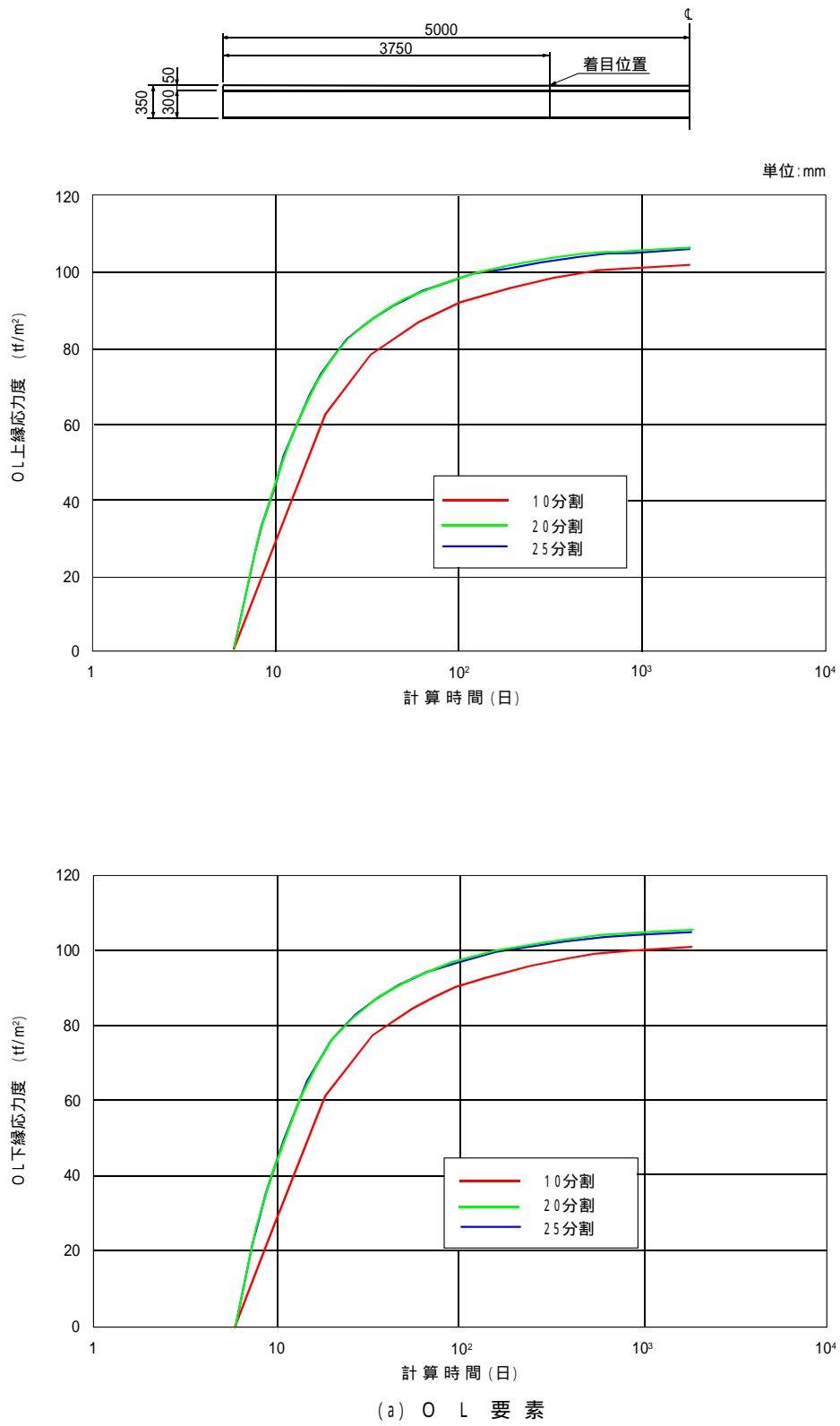
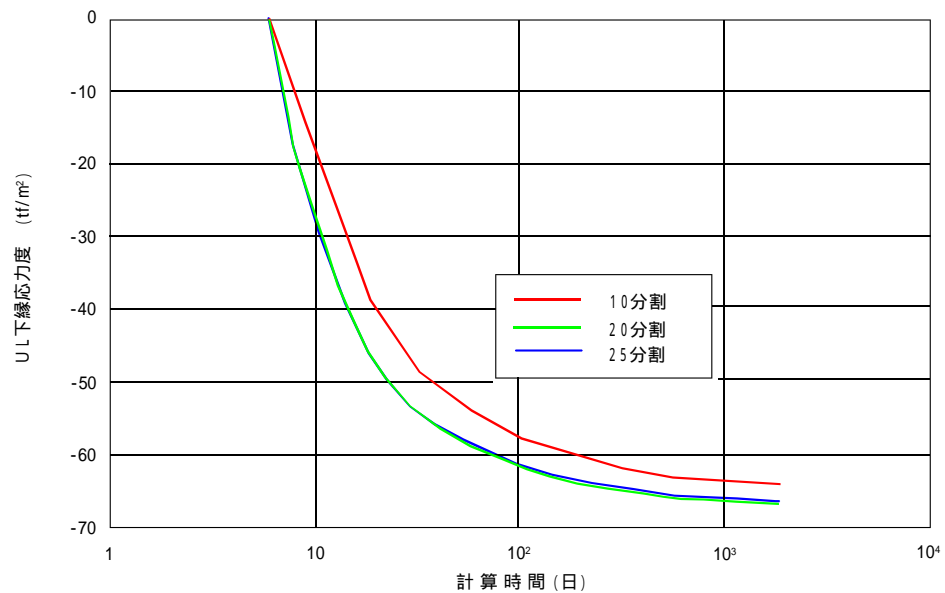
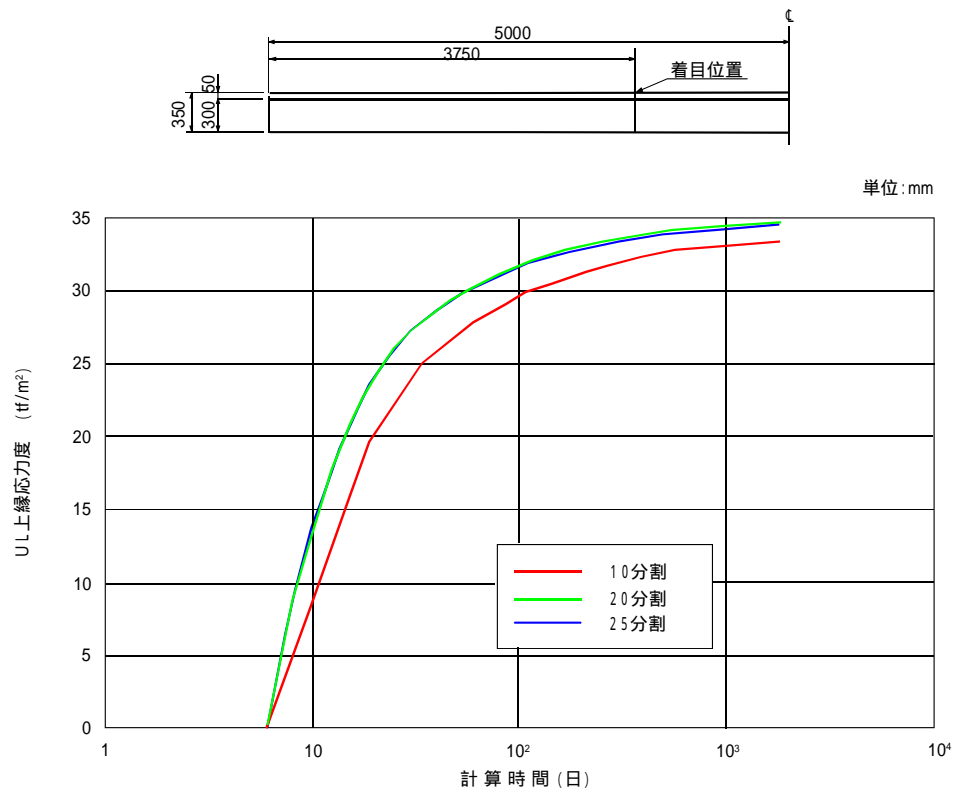
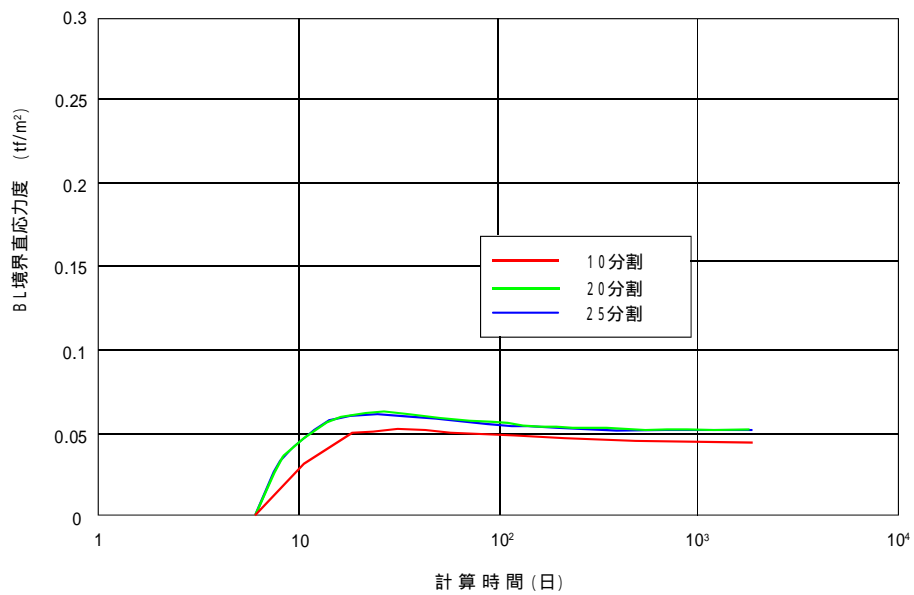
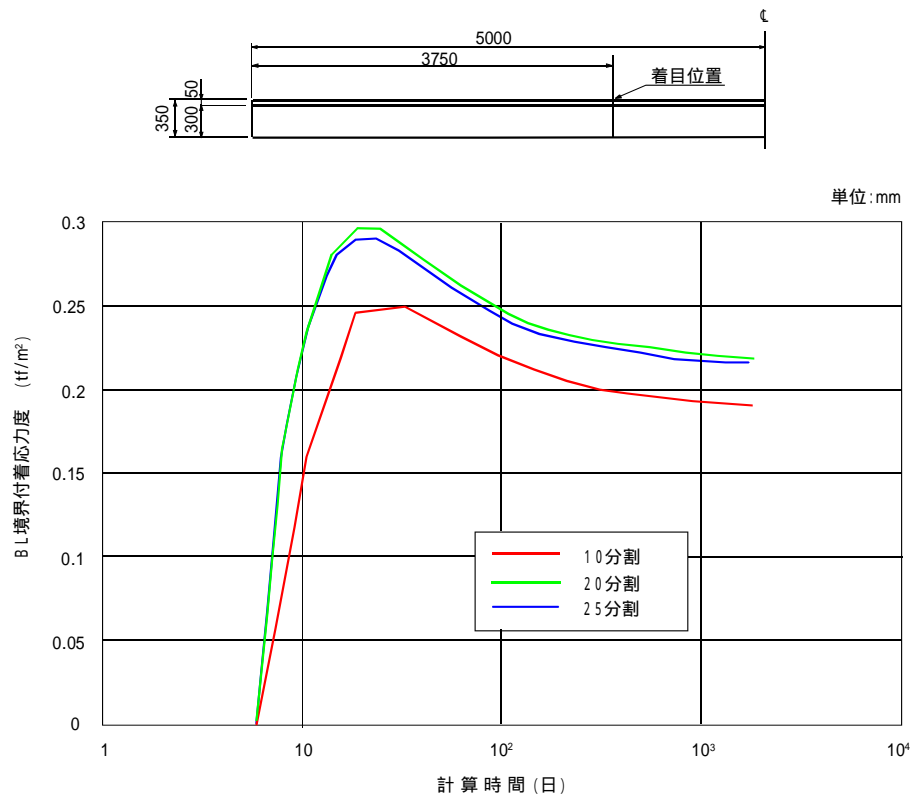


図-4.9 時間分割数に関する検討結果 (その1)



(b) U L 要素

図-4.9 時間分割数に関する検討結果 (その2)



(c) B 要素

図-4.9 時間分割数に関する検討結果(その3)

## (2) 既設部の材料的要因に関する検討

コンクリート舗装版に用いるコンクリートの力学的特性のうち、設計では曲げ強度が規定されている<sup>13), 14)</sup>、一般に  $45\text{kgf/cm}^2$  である<sup>14)</sup>。コンクリートの曲げ強度とヤング係数の関係を整理した資料は見受けられないが、曲げ強度と圧縮強度の関係から、ヤング係数として  $2.5 \sim 3.5 \times 10^5\text{kgf/cm}^2$  程度と考えられる。 $3.0 \times 10^5\text{kgf/cm}^2$  を基本として、その 15% の変動を考えて検討した結果が、図-4.10 である。変動の影響は少なく、基本値の  $3.0 \times 10^5\text{kgf/cm}^2$  を採用する。

路盤材に関しては、一般に D 交通（大型車交通量 3,000 台/日・一方向以上）の場合、その支持力係数  $K_{30}$  として、 $K_{30} > 20\text{kgf/cm}^3$  が設計では採用されている<sup>14)</sup>。また、地盤の鉛直バネと水平バネとの比は、 $1/2 \sim 1/5$  の間にあるとされている<sup>15)</sup>。このような特性が及ぼす影響を検討した結果を図-4.11 に示すが、その変動の影響は少なく、一般的な設計値、すなわち水平バネ定数  $K_h = 7\text{kgf/cm}^3$ 、鉛直バネ定数  $K_v = 20\text{kgf/cm}^3$  を採用する。

## (3) 新設部の材料的要因

新設部の材料的要因については、施工実績<sup>16)</sup>に基づいて諸定数を文献調査し、検討を加えた。対象としたトンネル舗装改良工事では、ショットブラストによる既設コンクリート面の研掃を行い、早強セメントを用いた鋼繊維補強コンクリート(表-4.1 参照)をオーバーレイし、7 日間マットによって養生されている。この新設コンクリートの時間依存性ひずみおよびヤング係数については、工事で確認されていないので、設計基準<sup>17)</sup>を参考にして普通コンクリートと同等な特性であると判断した。

コンクリートの曲げ強度は  $71\text{kgf/cm}^2$  であったことが確認されていることから<sup>16)</sup>、圧縮強度として  $400\text{kgf/cm}^2$  程度以上が見込まれる。したがって、ヤング係数として  $3.0 \times 10^5\text{kgf/cm}^2$ <sup>17)</sup>と考えられるが、その変動を考えて 85% に低減することとした、すなわち  $2.55 \times 10^5\text{kgf/cm}^2$  を採用し、かつエイジング特性を考慮した<sup>18)</sup>。

$$E_c(t) = 2.55 \times 10^5 \times \frac{t}{2.333 + 0.917t} \quad (4.15)$$

ここで、

$E_c(t)$ ; 材齢  $t$  日におけるコンクリートのヤング係数 ( $\text{kgf/cm}^2$ )

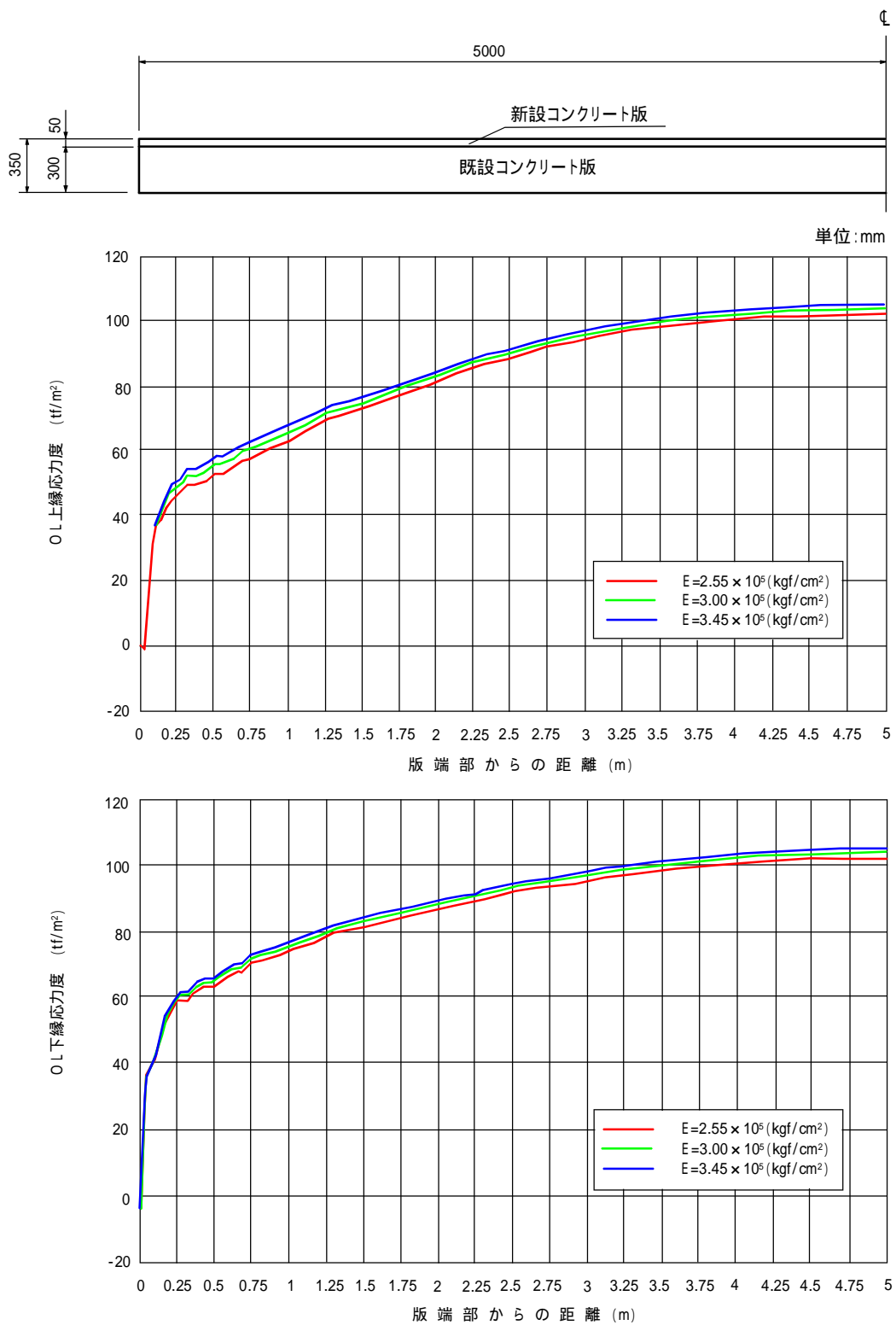


図-4.10 既設コンクリート版のヤング係数に関する検討結果

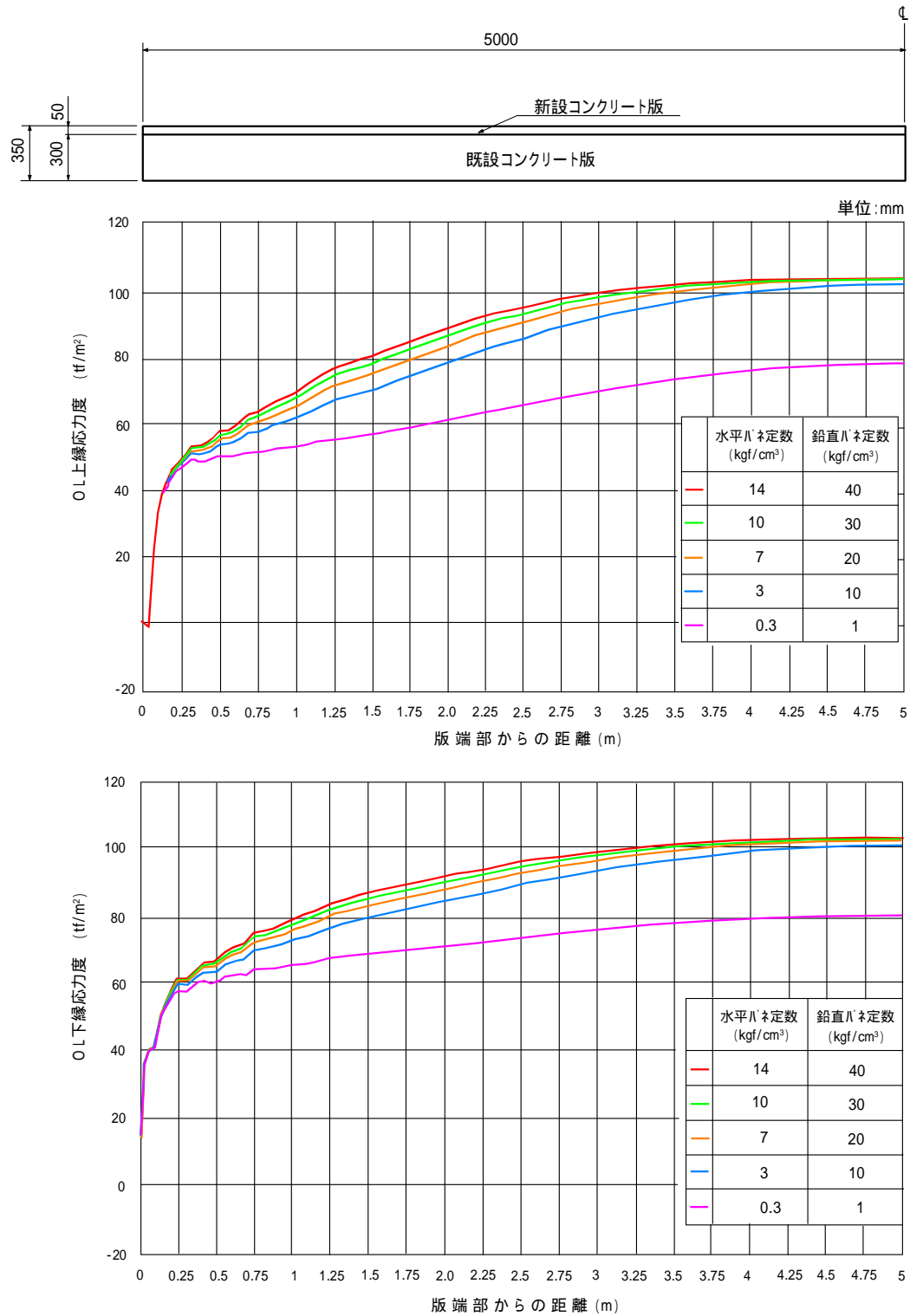


図-4.11 路盤のパネ定数に関する検討結果 (OL要素)

表-4.1 オーバーレイ・コンクリートの配合例

粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランブ (cm)	空気量 (%)	細骨材率 s/a (%)	水セメント比 W/C (%)	単 位 量 (kg/m <sup>3</sup> )							
					セメント C	水 W	細骨材 S	粗骨材 G	鋼繊維 SF	混 和 剤		
										A E 剤	減 水 剤	流動化剤
20	8±2	4±1	52.6	50	360	180	914	823	80	4.32	3.60	3.00

注) セメント - 早強セメント  
鋼繊維 - 0.6×0.6×30mm(株)神戸製鋼所製)  
流動化剤 - サンフローFB・FBF(サンフロー(株)製)

コンクリートの時間依存性ひずみについては、環境条件が大きく影響する。対象とした工事箇所が中国地方であることから、文献 19)より温度および湿度に関する統計値を利用した。年平均で、14～15℃、73～78%R.H.であるが、当該地が山間部のトンネル内であることも考え併せて、10～20℃、70～80%R.H.の範囲を想定することとした。時間依存性ひずみについては、DIN4227、あるいは道路橋示方書によってその大きさおよび進行を決定する(20)、(21)、(22)。なお、水分の逸散は0L層上面のみとして周長を求め、単位幅(100cm)に対する面積と周長との比に図-4.13b)に示した係数を乗じて仮想部材厚を算出した。

まず、温度の影響について検討すると、図-4.12 のようである。温度の影響は有意義な差をもたらさないものと考えられるので、環境温度を15℃とする。したがって、オーバーレイ・コンクリートの特性を以下のように設定する。

使用セメント：早強セメント

コンクリートのコンシステンシー：スランブ 8±2cm

コンクリート温度：材齢1日まで 15℃

材齢5日まで 25℃

材齢7日まで 20℃

以後 15℃

つぎに、予想される湿度下での時間依存性ひずみの特性値は、図-4.13 のようになる。同図を参考にして表-4.2 に示す検討を行い、その結果を図-4.14 に整理した。予想される湿度の範囲では、20%程度の応力度の差が生じうると言える。

境界層の力学特性については、本工事と同一条件下での特性値を決定できる資料がないと考えられる。類似な例として、ショットブラストによって表面処理を行い、エポキシ樹脂を接着剤として用いた供試体によるせん断試験結果<sup>22)</sup>がある。この結果からせん断面である境界層のパネ定数を求めると、 $2.5 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$  がえられた。この値を水平パネ定数とし、またその1/10の値を鉛直パネ定数とすることとした。

これら境界層の特性が発生応力に及ぼす影響を見ると、図-4.15 のようである。新設コンクリートの曲げ応力に及ぼす影響は少ないが、境界層の付着応力には著しく影響すると言える。

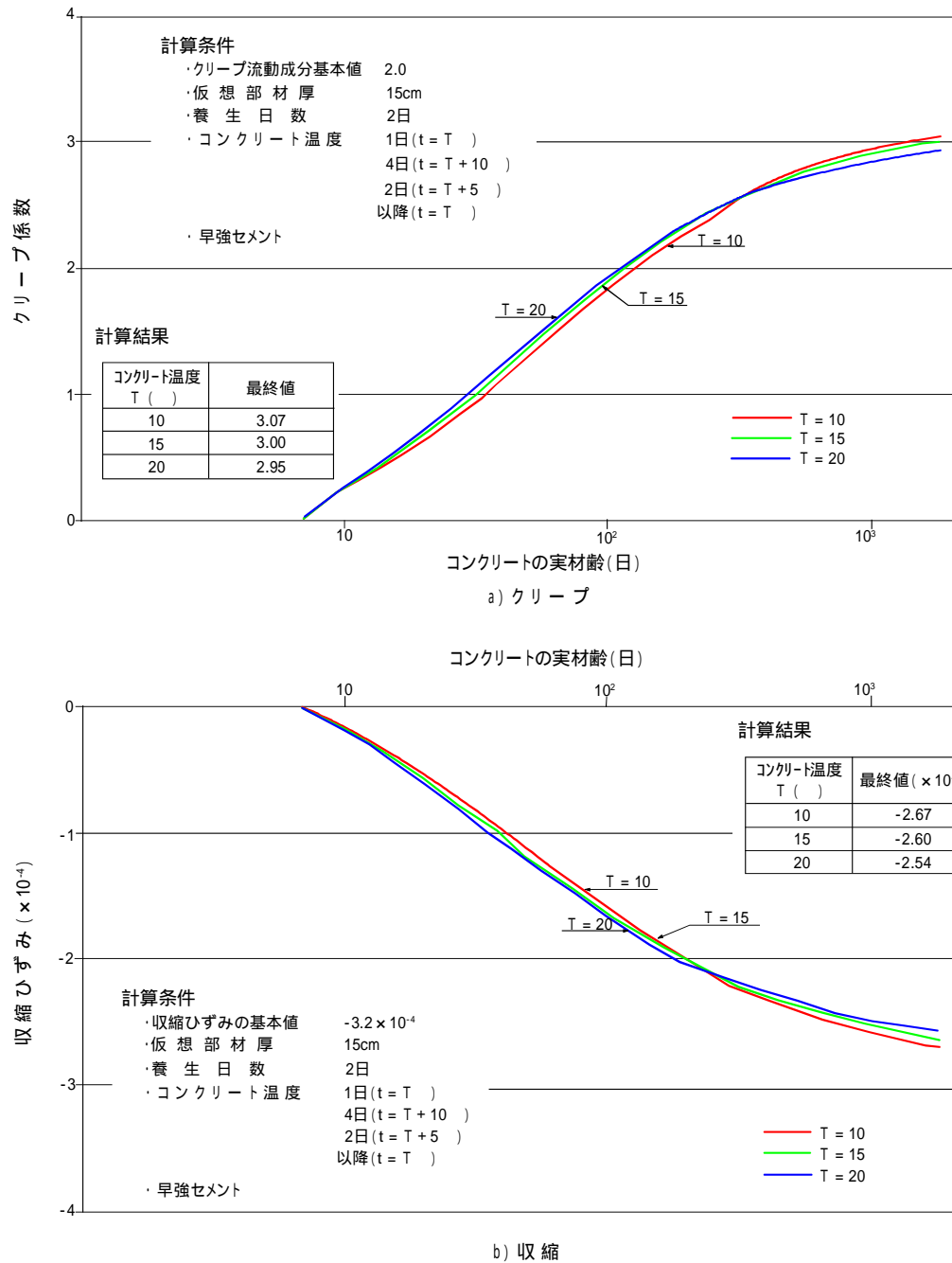


図-4.12 時間依存性ひずみに及ぼす温度の影響



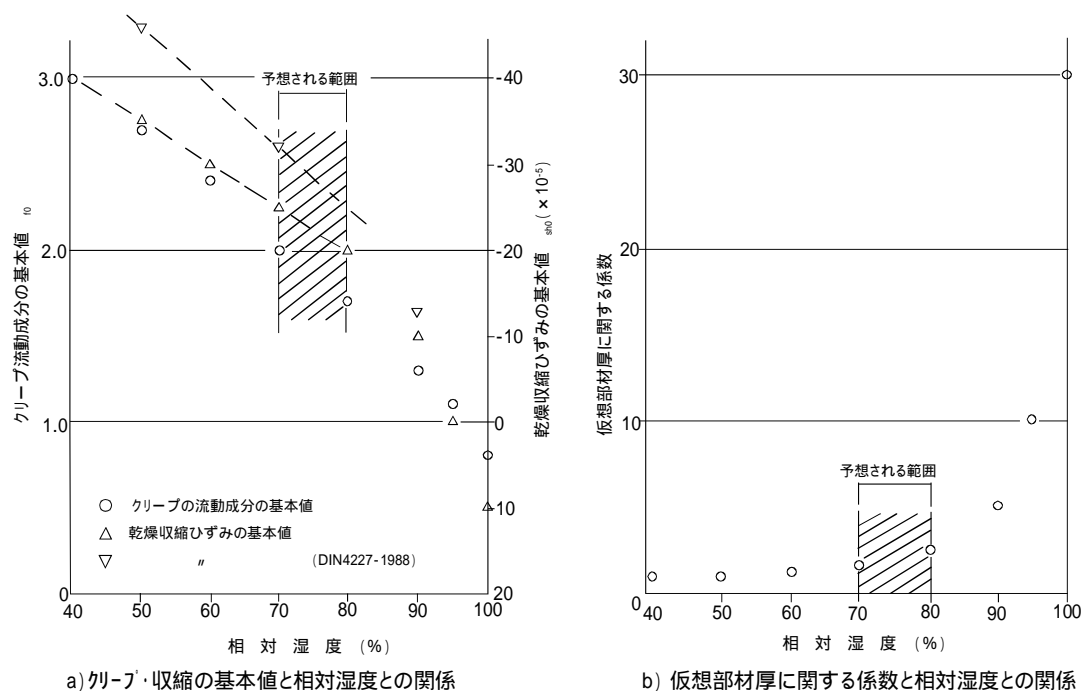
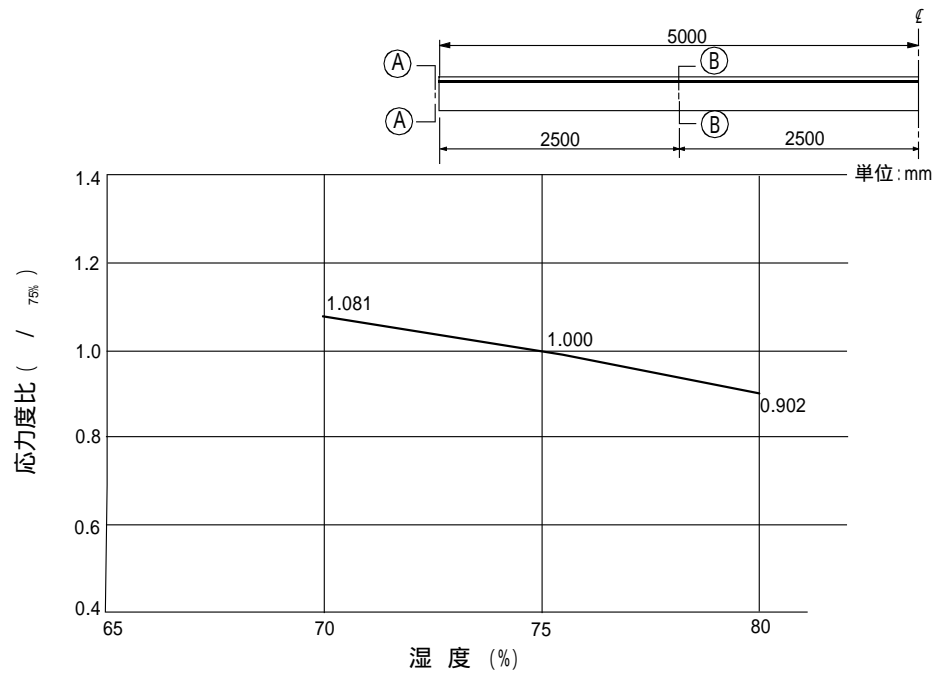


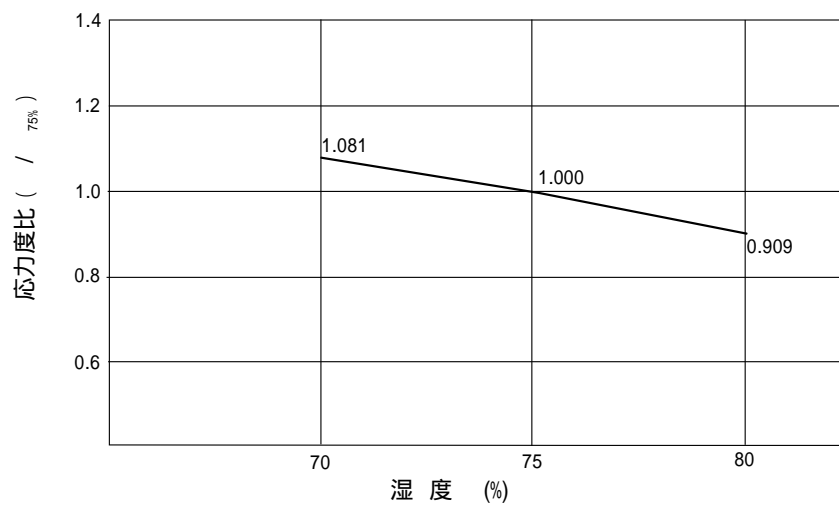
図-4.13 予想される環境下での時間依存性ひずみの特性

表-4.2 湿度の変動に関する検討

ケースNo.	湿度 (%RH)	クリープ流動成分 の基本値( $f_0$ )	収縮ひずみの 基本値( $sh_0$ )	仮想部材厚 $h_x$ (cm)
	70	2.0	-320 $\mu$	15
	75	1.9	-290 $\mu$	20
	80	1.7	-250 $\mu$	24

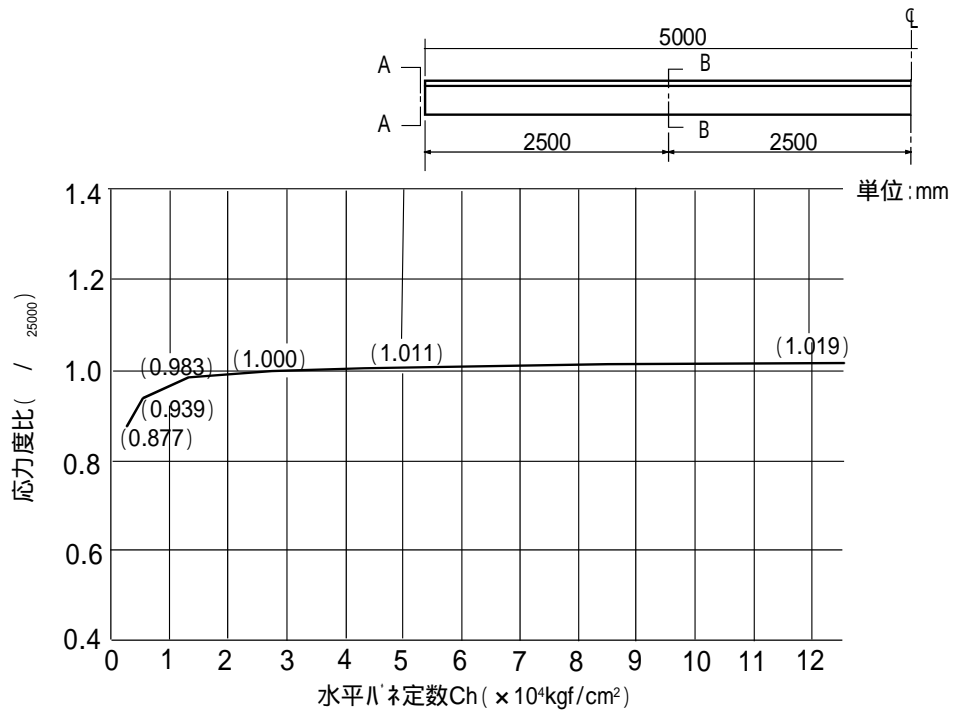


a) 新設コンクリート曲げ応力度比(断面B - B)

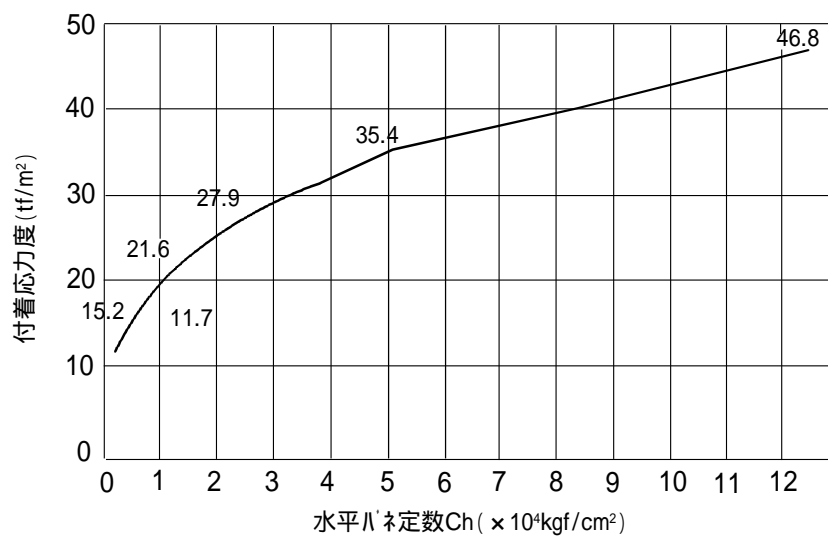


b) 境界面の付着応力度比(断面A - A)

図-4.14 湿度の影響についての検討結果



a) 新設コンクリートの曲げ応力度 (断面 B - B)



b) 境界面の付着応力度 (断面 A - A)

図-4.15 境界面の力学特性に関する検討結果

#### 4.3.2R.H.GHOSH 法の適用性

複合コンクリート舗装版の応力解析に、一般的に用いられている R.H.Ghosh 法の適用について幾つかの問題があることを 4.2.1 節で述べた。本節では、これらの問題点を解決することを目的とし、4.2.2 節に記した逐次法による応力解析によってその合理的な適用方法を提案する。

湿度環境条件を変化させた 3 ケースについて比較検討を行う(表-4.3 参照)。ここでは、路盤材の影響を考慮していないが、その他の条件については前節 4.3.1 の結果を反映させている。なお、検討に用いた湿度下での時間依存性ひずみの特性を図-4.16 に示す。

えられた結果を一覧にして示すと、表-4.4 のとおりである。なお、表中の本解析法の数値は、曲げ応力度に関しては版中央位置、また境界の付着および直応力度に関しては版端部の最大値を示している。同表では、R.H.Ghosh 法による値がかなり大きくなっているが、クリープ緩和が考慮されていないためである。このクリープ緩和を取り入れて、コンクリートの有効ヤング係数を用いている例として、鋼橋の合成桁の場合が挙げられる<sup>24)</sup>。

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{1 + 2\phi/2} \quad (4.16)$$

ここで、

$E_{c,eff}$ : コンクリートの有効ヤング係数

$E_c$ : コンクリートのヤング係数

$\phi$ : コンクリートのクリープ係数

上式の分母の第 2 項は、クリープの進行に関するものであるが、次のように理解される。

係数 2 は、収縮の場合、収縮が生じるときのコンクリートが若材齢であることを考慮したものである。

係数 1/2 は、クリープの進行が時間に比例的であると仮定したときのものである。

第 2 章 2.6.1 で記した Trost-Bazant 法に見られるように、上記の係数は、一般に 1/2

1 の範囲にある。本舗装版の新設コンクリートのように部材厚が薄く、クリープの進行が通常の部材に比して早い場合には、係数は 1 に近いものと考えられる。したがって、式(4.16)は次のように考えるべきと思われる。

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{1 + 2\phi} \quad (4.17)$$

このような考察を踏まえて、R.H.Ghosh 法によって再度求めると、表-4.5<sup>8), 9), 25)</sup> のようになり、両者はかなり一致した結果を示している。したがって、クリープ緩和を考慮したコンクリートのヤング係数を用いれば、R.H.Ghosh 法の適用性が改善できると考えられる。

しかしながら、路盤材の影響については、本方法では考慮しえないので別途検討する必要がある。

表-4.3 検討条件の一覧表

		本 解 析 法				R.H. Ghosh 法		
共 通 要 因		既設コンクリート版の版厚 既設コンクリート版のヤング係数 既設コンクリート版の版厚 路盤材の支持力係数				0.30m $3.0 \times 10^6$ tf/m <sup>2</sup> 0.05m $K_h=0, K_v=0$		
変 化 要 因	新設コンクリート版の ヤング係数(tf/m <sup>2</sup> )	$2.55 \times 10^6 \times \frac{t}{2.333+0.917t}$ t : コンクリート材齢(日)				$2.55 \times 10^6$		
	新設コンクリート版の 収縮ひずみ(μ)	基本値	-390	-320	-250	-390	-320	-250
	新設コンクリート版の クリープ	流動成分 の基本値	2.4	2.0	1.7	———		
	新設コンクリート版の 仮想部材厚(cm)		12	15	24	———		
	新設コンクリート版の 使用セメント	早 強 セ メ ン ト				———		
	境界層の特性	$C_n=2.5 \times 10^5$ (tf/m <sup>2</sup> ) $C_v=2.5 \times 10^4$ (tf/m <sup>2</sup> )				———		
	複合版の版長(m)	10				———		

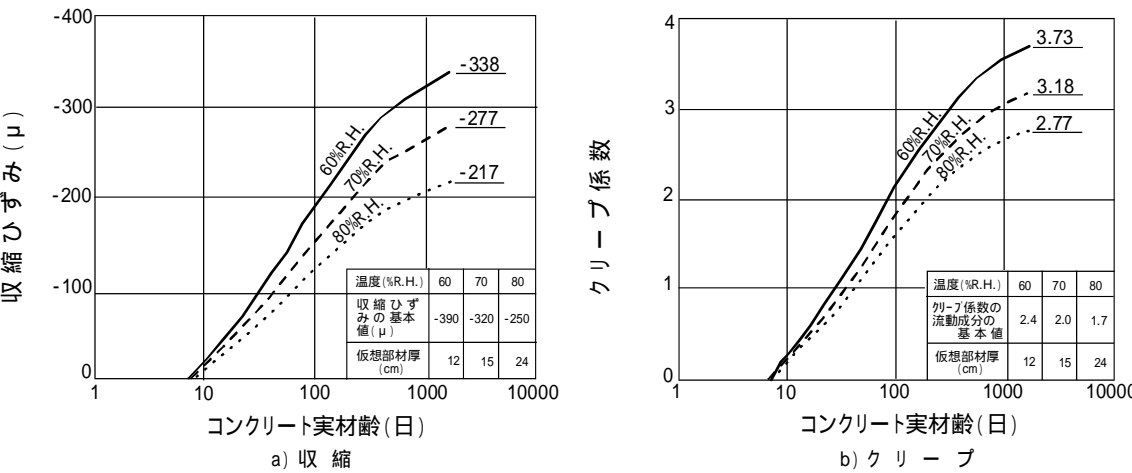


図-4.16 収縮およびクリープの進行曲線

表-4.4 検討結果の比較

		(kgf/cm <sup>2</sup> )	
		本 解 析 法	R.H. Ghosh 法
CASE - 1 (60% R.H.)	ou	5.3	53.1
	oL	7.4	62.7
	uu	-3.1	-43.3
	uL	1.0	24.0
	H	4.1	2.9
	v	1.4	2.3
CASE - 2 (70% R.H.)	ou	5.1	43.6
	oL	6.8	51.4
	uu	-3.0	-35.5
	uL	1.0	19.7
	H	4.0	2.4
	v	1.2	1.9
CASE - 2 (80% R.H.)	ou	4.4	34.0
	oL	5.9	40.2
	uu	-2.7	-27.7
	uL	1.0	5.4
	H	3.6	1.9
	v	1.0	1.5

注) ou, oL ;それぞれ新設コンクリートの上縁および下縁応力度  
uu, uL ;それぞれ既設コンクリートの上縁および下縁応力度  
H, v ;それぞれ境界層に作用する付着および直応力度

表-4.5 結果の比較

		(kgf/cm <sup>2</sup> )		
		本解析法	R.K.Ghosh法	備 考
CASE-1 (60%R.H.)	ou	5.3	9.4	$s_h = -338 \mu$ $= 3.73$
	oL	7.4	9.6	
	uu	-3.1	-7.1	
	uL	1.0	3.9	
	H	4.1	1.6	
	v	1.4	0.4	
CASE-2 (70%R.H.)	ou	5.1	8.7	$s_h = -277 \mu$ $= 3.18$
	oL	6.8	8.9	
	uu	-3.0	-6.6	
	uL	1.0	3.6	
	H	1.2	1.5	
	v	4.0	0.4	
CASE-3 (80%R.H.)	ou	4.4	7.5	$s_h = -217 \mu$ $= 2.77$
	oL	5.9	7.7	
	uu	-2.7	-5.7	
	uL	1.0	3.2	
	H	3.6	1.3	
	v	1.0	0.3	

#### 4.3.3 性能に影響を及ぼす要因の影響度および性能確保のための施工対策

4.3.1 節で明らかになったように、複合コンクリート舗装版の性能に影響を及ぼす要因としては、新設コンクリートの時間依存性ひずみの特性、境界層および路盤材の力学的特性が挙げられる。ここでは、これら要因が及ぼす影響度を把握し、性能を確保するための施工的対策について検討する。

##### (1)性能に及ぼす要因の影響度

解析モデルを図-4.17 に、ここで考慮している要因をまとめると、表-4.6 である。

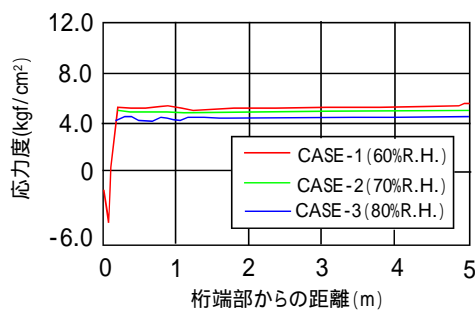
湿度環境条件を 60～80R.H.に変化させ、路盤材の影響を考慮しない場合について、その発生応力の分布および経時変化を図-4.18 および 4.19 に示す。なお、境界層の特性は基本値を用いている。これらの図より、収縮による曲げ応力は版端部(版厚程度の範囲)を除いてほぼ一定であり、境界面に生じる応力も版端部に限られている。また、発生応力も収縮開始 7.2 カ月程度で最終応力の 90%となっており、非常に早期に終了していることがわかる。

さらに、新設コンクリートに対する湿度環境の影響は、全体に亘って一様な環境であるならば、それほど大きくないとも言える。

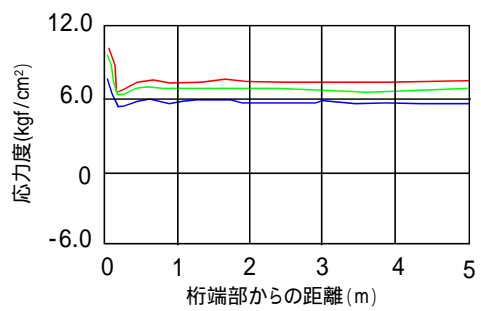
表-4.6 本研究で考慮している要因

要素	一定要因	変化要因
OL要素	・コンクリートのヤング係数 $E=3.0 \times 10^5 \cdot \frac{2.333+0.917}{t} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$ $t$ : コンクリート材令(日) ・版厚 30cm	・コンクリートの収縮ひずみ ・コンクリートのクレープ係数
B要素	—————	・境界面の力学特性
UL要素	・コンクリートのヤング係数 $E=3.0 \times 10^5 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$ ・版厚 30cm	—————
要素	—————	・路盤材の力学特性

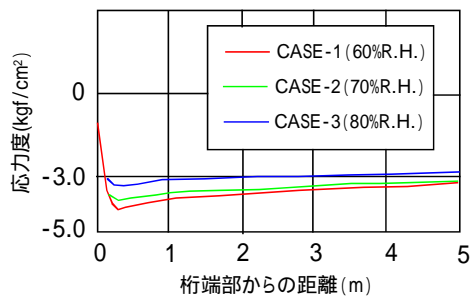
図-4.17 複合コンクリート版のセグメント分割



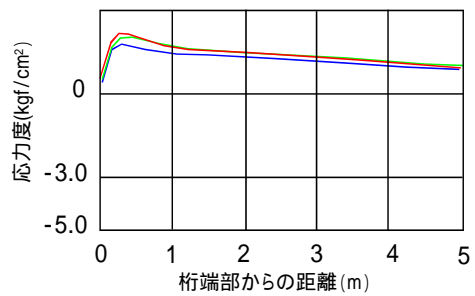
a) OL上縁応力度



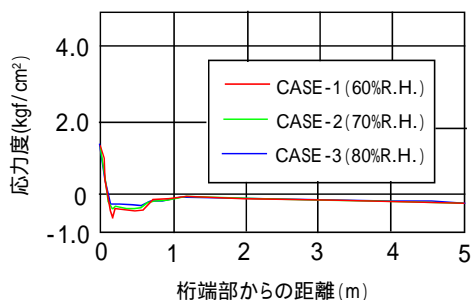
b) OL下縁応力度



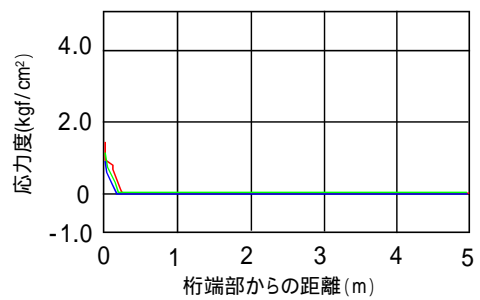
c) UL上縁応力度



d) UL下縁応力度

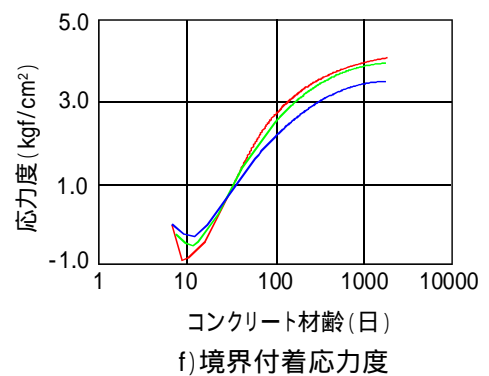
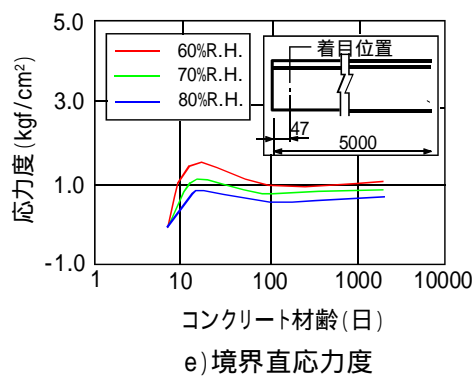
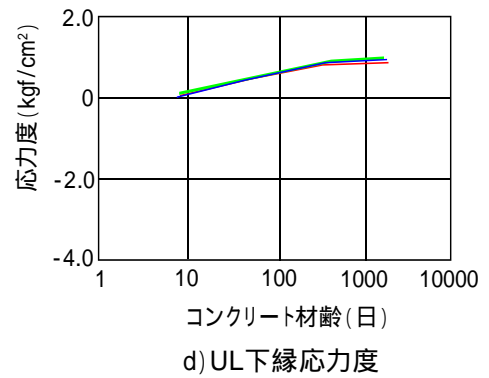
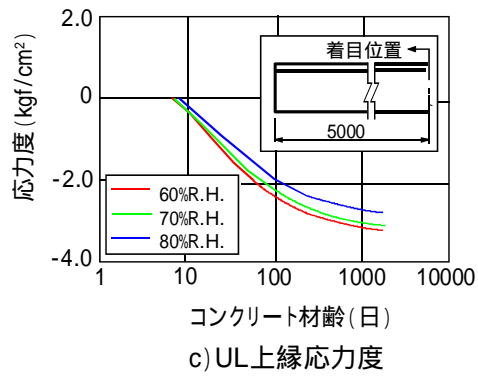
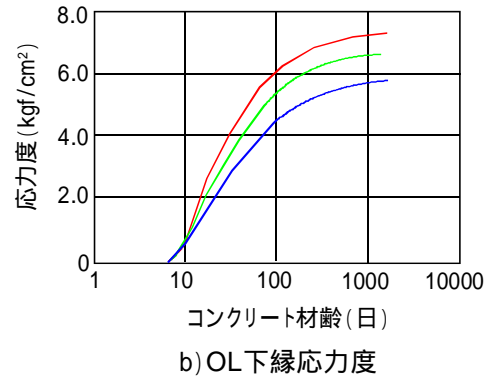
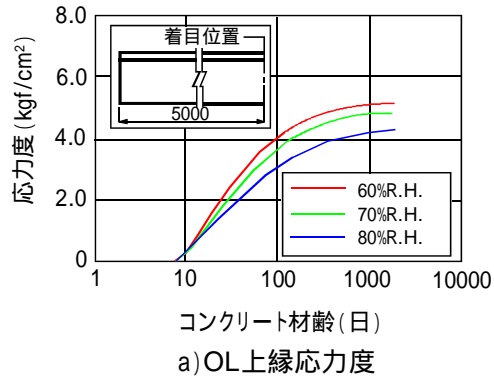


e) 境界直応力度



f) 境界付着応力度

図-4.18 収縮応力度の分布図



単位：mm

図-4.19 収縮応力度の経時変化図



路盤材の影響について検討した結果が、図-4.20 である。ここでは、湿度 75R.H.とし、境界層の特性は基本値を採用している。この図から、曲げ応力は路盤材の特性によってかなり影響され、とくに UL 要素では符号が反転している。しかし、鉛直支持力係数  $K_v > 10 \text{ kgf/cm}^3$  では、ほぼ一定応力状態となることがわかる。さらに、境界層の応力は、路盤材の特性にほとんど影響されないと言える。

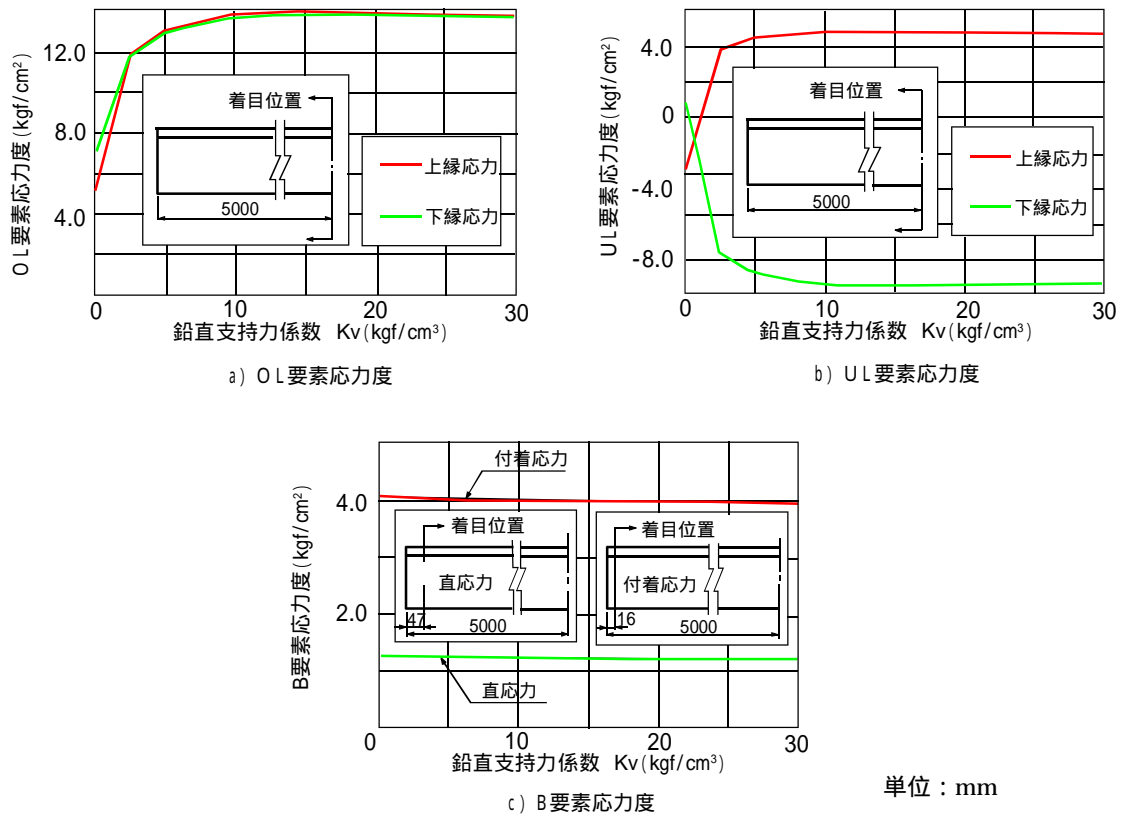


図-4.20 路盤材の力学特性が収縮応力度に及ぼす影響

境界層の力学特性が境界面の応力に大きく影響することは4.3.1で記したが、応力の分布および経時変化を示すと、図-4.21 および 4.22 のようである。なお、湿度 75R.H.とし、路盤材の特性は基本値としている。とくに、直応力と付着応力の発現の仕方が異なることに注意する必要がある。ともに応力レベルは低いが、直応力は材齢 1～2 週間でピークに達しているのに対して、付着応力は 1 年程度経過して最終応力度の 90%となっている。

これまでオーバーレイされる新設コンクリートの環境条件を部材全体に亘って均一とした。しかし、舗設時の施工条件によっては、必ずしも確保されないことも予想される。ここでは、新設コンクリートの上面と下面での湿度条件を変化させ、すなわち時間依存性ひずみの特性を変化させて、収縮差が生じた場合の影響度について検討する。

表-4.7 に検討ケースを示すが、収縮ひずみの基本値-460、-300、および-290  $\mu$ はそれぞれ湿度 50、60、および 75%R.H.に対応している。また、クリープ係数の流動成分の基本値および仮想部材厚は、ケース 1～3 については湿度 75%R.H.に対するもの(それぞれ 1.9、20cm)を、ケース 4～6 については湿度 60%R.H.に対するもの(それぞれ 2.4、12cm)を用いた。なお、境界層および路盤材の力学的特性は基本値を用いた。

発生応力を表-4.8 に、着目すべき B 要素の応力分布を図-4.23 に示す。これらの結果をまとめると、次のことが言える。

OL 要素上面に比して下面の収縮が大きい場合、各要素の発生応力が大きくなる傾向が見られる。とくに、OL 要素上縁の曲げ応力および B 要素の直応力で顕著である。

ここで注目すべき点は、版端部での付着応力よりも直応力の増加が著しいこと、およびその分布が版端部に集中していることである。

表-4.7 新設コンクリート版の収縮差に対する検討ケース

C A S E		1	2	3	4	5	6
収縮ひずみの基本値 (μ)	上面	-290	-290	-290	-300	-300	-300
	下面	-290	-300	-460	-290	-300	-460

表-4.8 検討結果の比較 (最大発生応力度)

CASE		1	2	3	4	5	6
OL要素	ou	12.9	13.6	24.4	12.0	12.7	23.1
	oL	12.8	12.5	8.2	12.8	12.6	8.2
UL要素	uu	4.2	4.2	5.0	4.0	4.1	5.2
	uL	-8.1	-8.2	-10.0	-7.8	-8.0	-10.0
B要素	H	3.8	3.8	4.2	3.1	3.1	3.3
	v	1.2	1.4	7.8	0.9	1.2	6.6

注) ou<sup>\*</sup> : それぞれ新設コンクリートの上縁および下縁応力度  
ou<sup>\*</sup> : それぞれ既設コンクリートの上縁および下縁応力度  
H<sup>\*</sup> : それぞれ境界層に作用する付着および直応力度

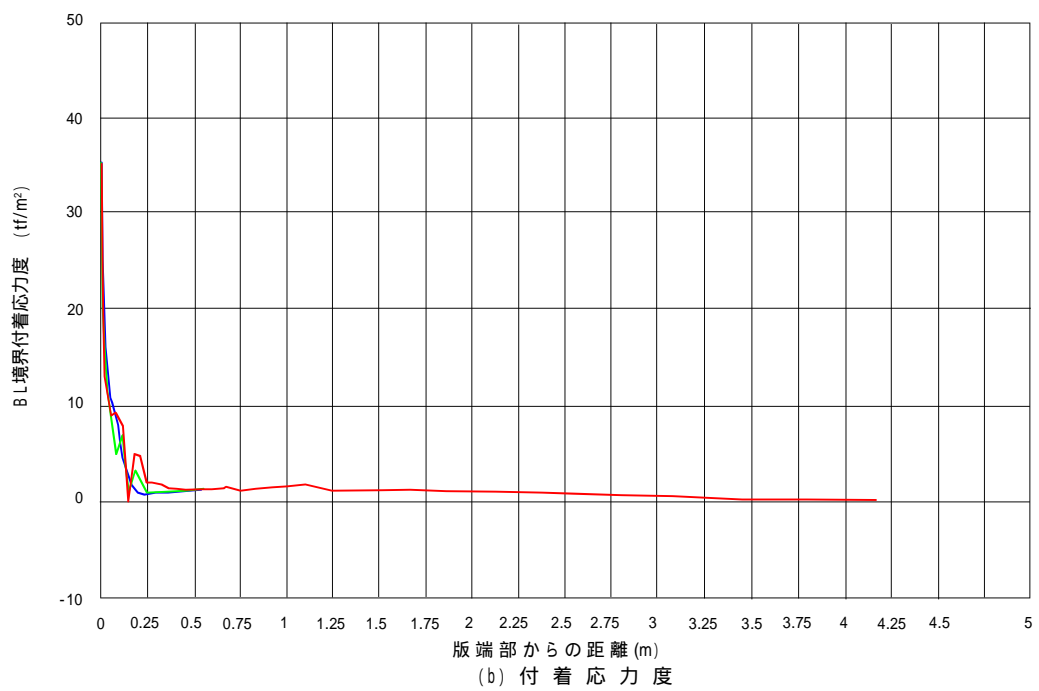
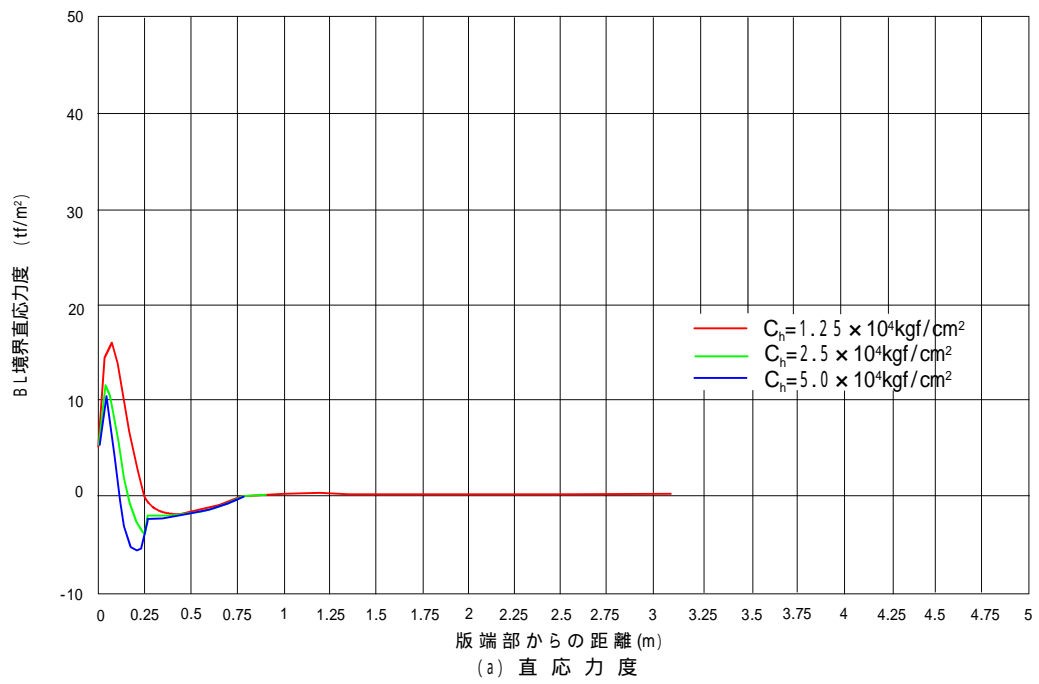


図-4.21 B要素の応力度分布

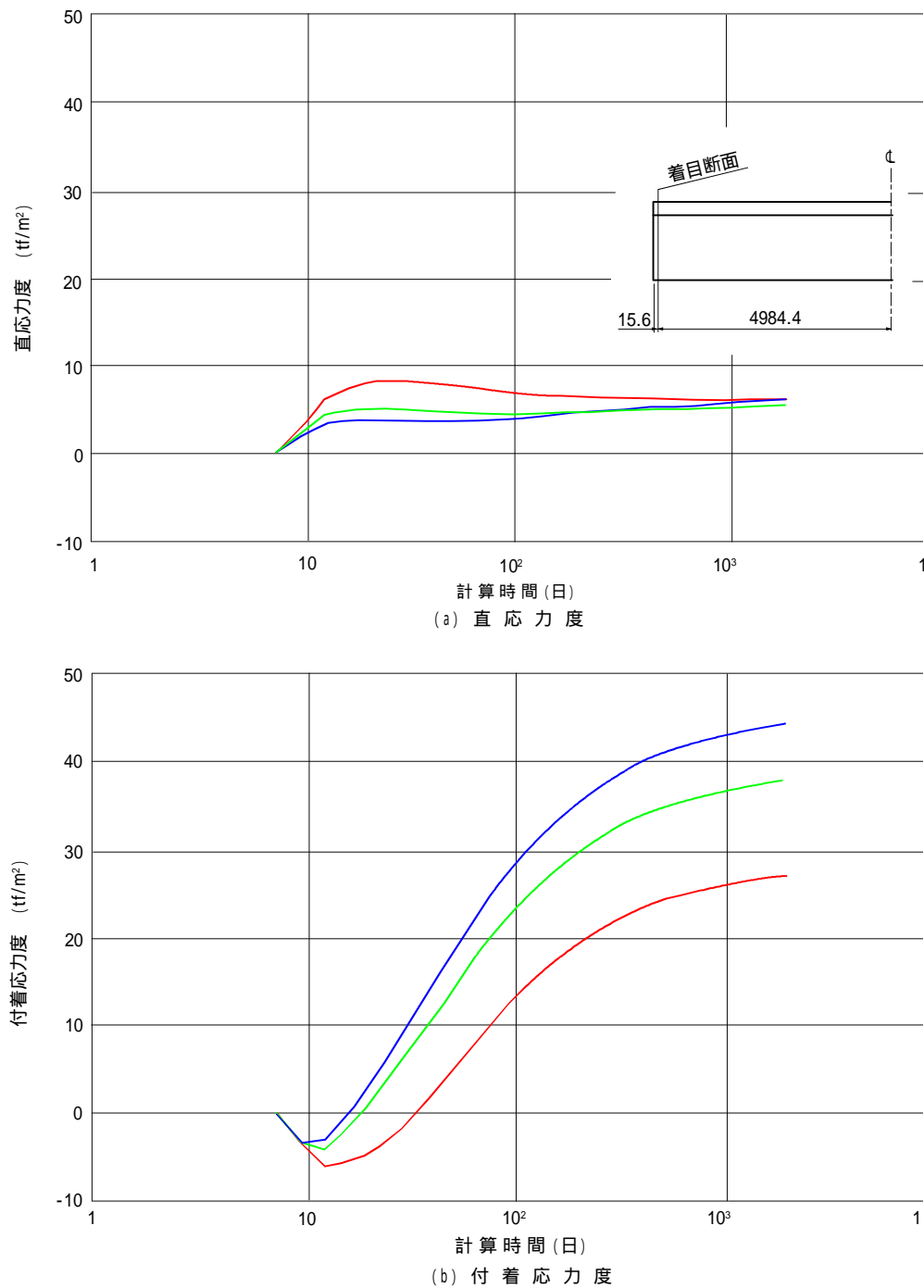


図-4.22 B要素の応力度の経時変化

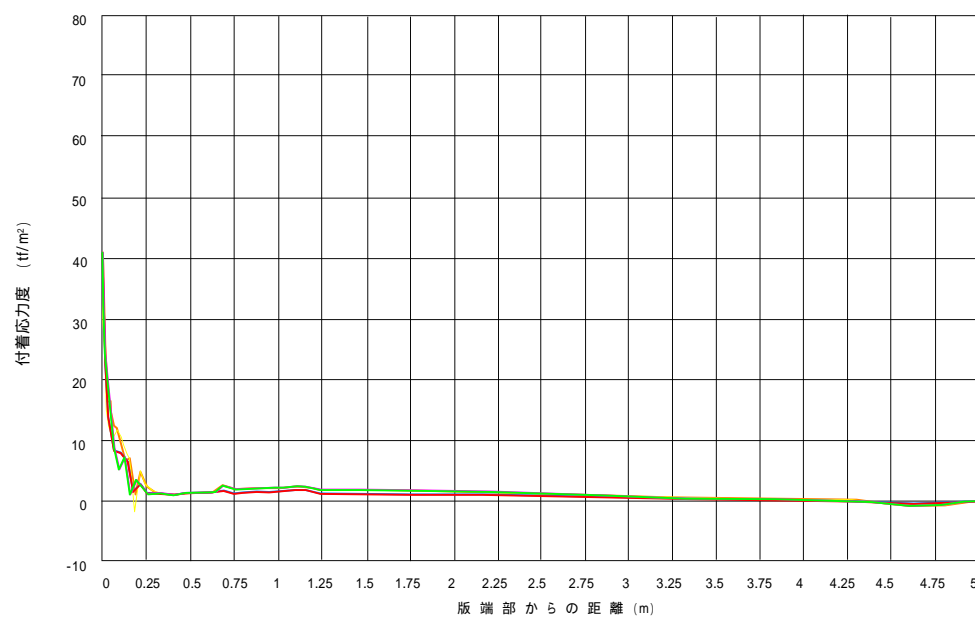
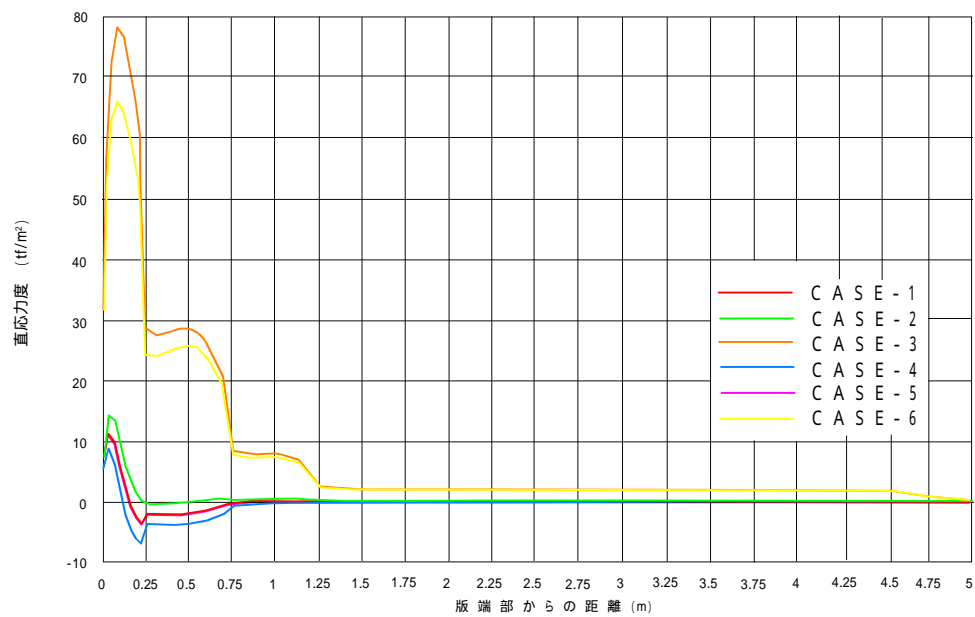


図-4.23 B要素に及ぼす収縮差の影響

## (2)性能確保のための施工対策

オーバーレイ・コンクリートに収縮差が生じるような環境下では、オーバーレイ・コンクリートにかなり大きな曲げ引張応力が、また新旧コンクリートの境界層に直応力である大きな引張応力が発生することが、明らかとなった。

オーバーレイ・コンクリートの曲げ強度  $45\text{kgf/cm}^2$  が設計値として採用されていることから、上記の曲げ引張応力によってひび割れが生じる可能性はそれほど高くないと考えられる。また、一般に境界面の付着強度として  $14\text{kgf/cm}^2$ 、また引張強度  $5\text{kgf/cm}^2$  以上を目安とすれば、付着型オーバーレイ工法において、その境界面に起因した損傷が生じないと言われている<sup>26)</sup>。したがって、上記ケース3あるいは6のような場合には、いわゆる図-4.24に示すような版の浮き、剥離が生じることも予想される。

このような新設コンクリートの収縮差は、既設コンクリート版が乾燥しているときには十分起こりうるものと考えられる。オーバーレイ・コンクリートの舗設前に、十分に既設コンクリート上面をブレウェッチングすることが肝要である。さらに、下記のような対策について施工性、経済性などを総合的に検討し、性能を確保することが望まれる。

頂部にフックを付けたアンカー鉄筋を版周縁に配置して浮上がり等を拘束する。

新設コンクリート版下面の収縮が上面より大きくならないように、境界面を水分移動に対する遮水層とする。たとえば、既設コンクリート版の表面処理の際に、エポキシ樹脂を塗布し、接着効果と遮水効果を期待する。

オーバーレイ・コンクリートの収縮そのものを低減させたり、収縮補償として膨張コンクリートを採用する。その方法として、各種の混和剤(材)や表面処理剤が考えられる。

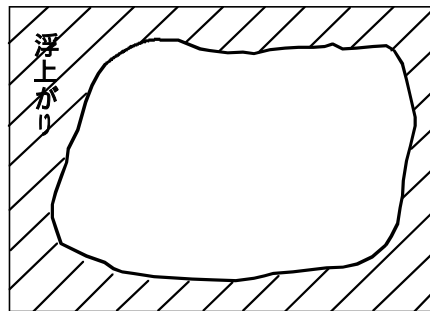


図-4.24 外周部の浮上がりの模式図

#### 4.4 まとめ

付着型オーバーレイ工法によって施工された複合コンクリート舗装版の性能を阻害する現象として、版端部の剥離や浮き、さらに中央部のひび割れが挙げられている。これら損傷について発生の有無を明らかにすることが、性能照査にあたるものと考えて検討を行った。本研究では、従来から用いられてきた R.H.Ghosh の方法の問題点を明らかにし、その解決に有用な解析手法を提案した。性能に影響を及ぼす要因を示すとともに、この方法を用いてその影響度を解析的に明らかにした。さらに、性能を確保するための施工的対策を提案した。

本研究によってえられた知見をまとめると、以下のようである。

##### (1) R.H.Ghosh の方法に関して

本方法を適用する場合、新設コンクリートのヤング係数としてクリープ緩和を考慮した有効ヤング係数、すなわち  $E_{\text{eff}} = E / (1 + \mu)$  と実収縮ひずみを用いる必要がある。

路盤材の影響を無視すれば、版端部(複合コンクリート舗装版の版厚程度の範囲)を除いて本解析法とかなり一致した結果がえられる。しかし、境界面でのすべりを考慮している本解析法に比して、幾分大きな値を示す傾向が見られた。

版端部の発生応力(付着応力、直応力)は、R.H.Ghosh の方法で仮定している状態と異なった結果となった。付着応力は版端で最大となり、版厚程度の位置以降で零となる。また、直応力は版端で急激に増加して最大(引張応力)となり、その後急激に減少し圧縮応力を示して零に漸近するような応力の分布形状を示す。

本方法では、路盤材の影響を考慮できないために、その影響が顕著な場合(地盤の支持力係数が  $10 \text{ kgf/cm}^3$  以上の場合)には、その適用に当たっては注意する必要がある。

##### (2) 性能に影響を及ぼす要因とその影響度に関して

複合コンクリート舗装版の性能に影響を及ぼす要因として、オーバーレイ・コンクリートの時間依存性ひずみの特性、境界層および路盤材の力学特性が挙げられる。しかし、収縮応力(曲げ応力、および境界面の付着、直応力)をもたらす主因は、あくまでもオーバーレイ・コンクリートの時間依存性ひずみで、一般的な湿度環境(60~80R.H.)を対象として以下の結論をえた。

境界層の力学的特性が収縮応力に及ぼす影響は、版端部を除いてほとんどない。

路盤材の力学的特性は、版端部以外の曲げ応力に顕著に影響を及ぼす。ただし、その支持力係数が  $10 \text{ kgf/cm}^3$  以上確保されていれば、ほぼ一定な応力状態となる。

収縮応力は早期に最終応力に、すなわち収縮開始 7.2 カ月程度で最終応力の 90%に達する。ただし、版端部の付着応力は 1 年程度を要している。

オーバーレイ・コンクリートに収縮差が生じ、下面の収縮が上面に比して大きい場合、上記の様な収縮の場合より大きな収縮応力を生じる。とくに、版端部での直応力(引張応力)が急激に増加する傾向が見られた。

オーバーレイ・コンクリートの一様な収縮が可能な状態では、それほど大きな収縮応力が発生せず、性能の低下をもたらす浮きや剥離、さらにひび割れと言った損傷が生じにくいと考えられる。

オーバーレイ・コンクリートの下面の収縮が大きい収縮差を伴う状態では、版端部の直応力によって浮きや剥離が生じうることも予想される。

### (3)性能確保のための施工上の対策に関して

性能を阻害する主な損傷は、上述のように版端部に生じる浮きや剥離である。したがって、境界層の強度(付着および引張強度)を向上させることが重要であるが、以下のような施工面からの対策も考えられる。境界層の強度対策を含めて、これらの対策について施工性、経済性、耐久性、さらに使用性などを総合的に評価することが望まれる。

頂部にフックを付けたアンカー鉄筋を版周縁に配置して浮上がり等を拘束する。

オーバーレイ・コンクリート下面の収縮が上面より大きくならないように、境界面を水分移動に対する遮水層とする。たとえば、既設コンクリート版の表面処理の際に、エポキシ樹脂を塗布し、接着効果と遮水効果を期待する。

オーバーレイ・コンクリートの収縮そのものを低減させたり、収縮補償として膨張コンクリートを採用する。その方法として、各種の混和剤(材)や表面処理剤が考えられる。



## 参考文献

- 1)セメント協会、“第26回セメント協会研究所講演会 第4回コンクリート舗装の設計と補修に関する国際会議報告”、1990.4
- 2)笹川他、“薄層コンクリートによるオーバーレイ試験舗装”、舗装、1984.9
- 3)安崎他、“コンクリート舗装の維持・修繕工法の動向”、コンクリート工学、Vol.25、No.1、pp.81～82、1987
- 4)日本道路公団試験所、“道路橋鉄筋コンクリート床版の損傷機構にもとづく健全度判定と補修工法の選択”、試験所技術情報、第413号、昭和60年3月
- 5)セメント協会、“複合コンクリート舗装の設計手法に関する文献調査”、昭和58年5月
- 6)Birkeland,H.W. ,“Differential Shrinkage in Composite Beams”, jour. of the ACI , pp.1123～1136 , 1960.5
- 7)Ghosh , R.H. et al ,“Bonded concrete overlays for pavements”, Civil Engineering and Public Work Review , pp.821～826 , 1972.8
- 8)橋場盛他、“複合コンクリート舗装版の乾燥収縮応力”、舗装、pp.27、Vol.27、NO.9、1992
- 9)橋場盛他、“複合コンクリート舗装版の収縮応力に関する検討”、コンクリート工学論文集、pp.1～6、Vol.4、NO.1、1993.1
- 10)たとえば、W. マグガイア他著、川井忠彦監訳、“マトリックス構造解析”、丸善(株)、昭和56年
- 11)大地羊三、“構造解析とコンピュータ”、pp.129～131、産業図書、昭和48年
- 12)成岡昌夫、“構造力学要論”、pp.84～92、丸善(株)、昭和49年
- 13)土木学会、“コンクリート標準示方書 舗装・ダム編”、pp.18、丸善(株)、昭和61年10月
- 14)道路協会、“セメントコンクリート舗装要領”、丸善(株)、昭和59年2月
- 15)道路協会、“道路橋示方書・同解説 下部構造編”、pp.196、丸善(株)、昭和55年5月
- 16)日本道路公団、“中国自動車道大佐トンネル舗装改良工事 報告書”、平成元年10月
- 17)土木学会、“鋼繊維補強コンクリート設計施工指針(案)”、昭和58年3月
- 18)阪神高速道路公団、日本材料学会、“コンクリートの基礎性状に関する調査研究(その2)”、昭和58年3月
- 19)“理科年表 昭和64年版”、丸善(株)
- 20)百島祐信訳、H.リュッシュ他著、“コンクリート構造物のクリープ・乾燥収縮”、鹿島出版会、昭和52年
- 21)DIN 4227-1988
- 22)道路協会、“道路橋示方書・同解説 コンクリート橋編”、pp.84～90、丸善(株)、昭和53年1月
- 23)林洋介、“コンクリートかさ上げの付着特性”、運輸省港湾技術研究所報告、NO.24-2、

1985.6

- 24)道路協会、“道路橋示方書・同解説 鋼橋編”、pp.239～244、丸善(株)、昭和55年2月
- 25)橋場盛他、“複合コンクリート舗装版の収縮応力に関する考察”、第19回日本道路会議  
論文集、平成3年10月
- 26)セメント協会、“最近のコンクリートオーバーレイ技術”、1988.8

## 第 5 章

時間依存性ひずみがプレストレストコンクリート橋の性能に及ぼす影響に関する研究

## 5.1 研究の概要

### 5.1.1 研究の目的

橋梁には数多くの形式が採用されている。鋼橋、コンクリート橋という分類は、使用材料によるものであるが、コンクリートには、さらにプレストレストコンクリート橋、鉄筋コンクリート橋がある。これらの選定は、使用材料の特性が最大限に発揮されるようになされるが、障害物等を横過する距離、すなわち支間長によって、さらに橋下の空間を確保するために横過する高さによっても様々な橋梁形式が考え出されている。これらの架橋条件を満たす形式のうちで、安全性、施工性、および経済性を重視して形式が選定されるのが一般である。

プレストレストコンクリート有ヒンジラーメン橋は、中央径間の中央断面位置にヒンジ沓を有する橋梁形式で、60～120m 程度の中央支間となる連続橋梁の場合にその優位性が発揮されると言われている<sup>1)</sup>。我が国では、昭和34年に建設された嵐山橋(11.9+51.0+11.9m)以来、100 橋を超える実績を有する代表的な橋梁形式で、カンチレバー工法(張出し工法)によって架設されることが多い。

本形式橋の特徴であるヒンジ沓はゲレンク沓と呼ばれているが、沓前後の桁の回転および水平変位に関する相対差については許容し、鉛直変位の相対差に関してのみ拘束する構造である。図-5.1<sup>2)</sup>にその例を示す。そのために上記のカンチレバー工法によって架設した場合、橋体荷重による断面力が架設時と完成時で等しく、ヒンジ沓を有しない連続構造に比して経済的になる。しかし、このヒンジ沓の鉛直拘束は沓前後の鉛直変位差を生じさせないという意味合いで、変位差がなければ無拘束状態と同様ということになる。たとえば、等径間の有ヒンジラーメンが連続する場合、拘束力を発生させるような荷重作用(たとえば、温度変化、コンクリートのクリープ、収縮)に対しては、ヒンジ沓による拘束はなく、連続構造に比して大きな変形が生じる。

このような構造特性に由来したヒンジ部の過大な変位(たれ下がり)に関する調査および研究は昭和40年頃からなされてきた<sup>3)、4)、5)</sup>。その成果に基づいて設計施工に関する指針類が改訂されてきたが、必ずしも多くの要因を考慮したものとはなっていない状況にある。また、このヒンジ部の過大な変位による走行性の低下、伸縮装置およびヒンジ沓の破損等の機能障害をきたし、補修工事がなされたとの報告<sup>6)、7)、8)、9)</sup>も見られる。

このように本橋の構造特性は建設コスト面で優位性をもたらしてきた。しかし、維持管理面でのランニングコストを含めたライフサイクルコストの視点から、上述の課題を克服することが重要である。さらに、橋梁の性能を評価する面から、ヒンジ部の過大变位を正確に予測して架設計画に反映することが大切であると言える。

本研究では、上述の有ヒンジラーメン橋を取り上げ、プレストレストコンクリート橋における時間依存性ひずみと橋梁の性能との関係について検討を加える。性能評価のための指標である変位および応力に着目し、時間依存性ひずみに影響する多くの要因との関係を明らかにしようとするものである。この影響解析には第3章で示した逐次法を用い、既設

橋における変位の長期実測結果との対比によって各種要因の影響度を明らかにする。さらに、構造物の応力応答についても言及して、橋梁の性能を評価する一手法を提案することを目的としている。

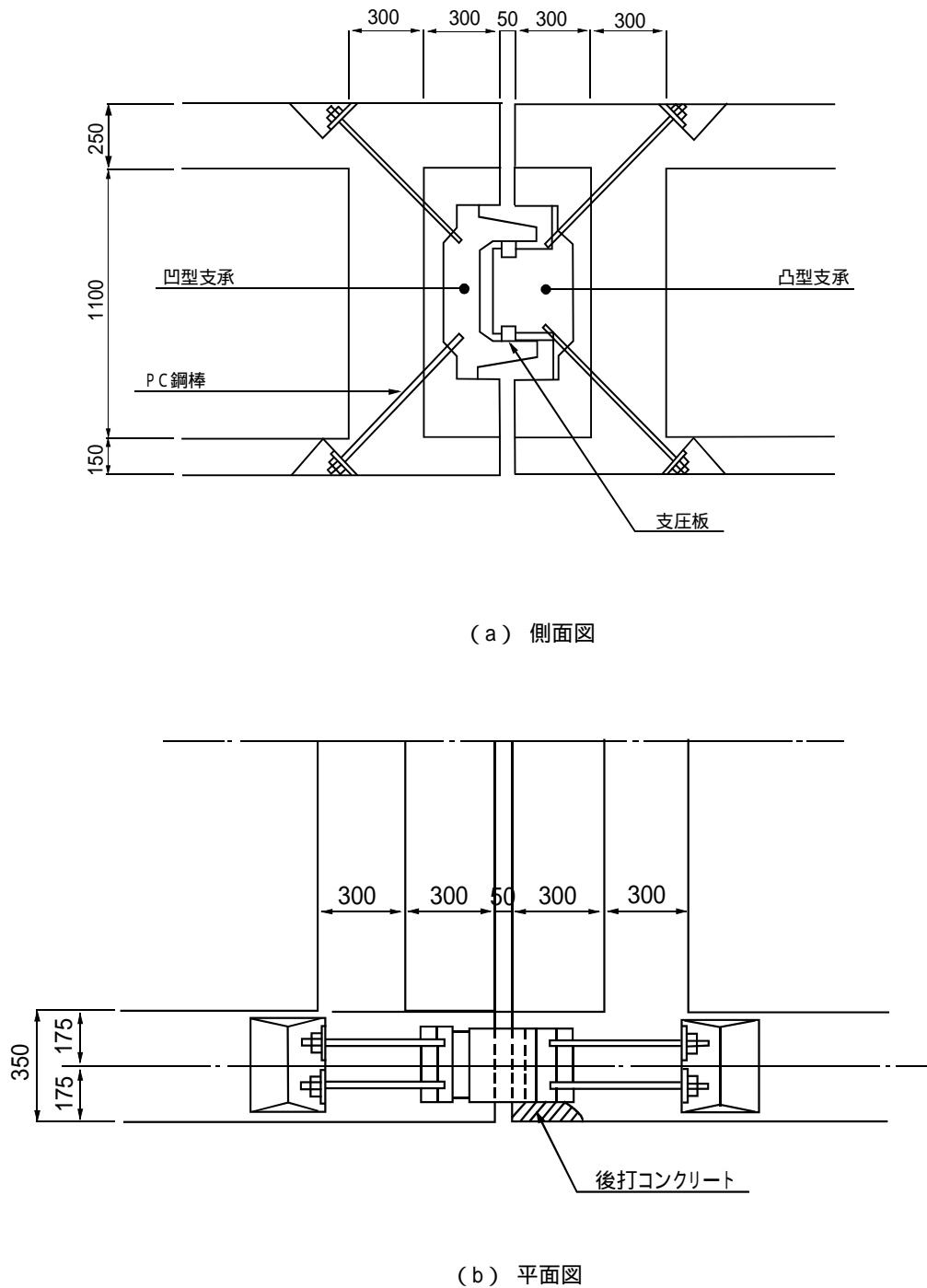


図-5.1 ゲレンク沓の概要<sup>2)</sup>

### 5.1.2 研究の計画

コンクリート橋の時間依存性変位には、コンクリートそのものの時間依存性ひずみのほかに、多くの要因が関係する。図-5.2 にこれらの要因を材料、部材(断面)、および構造に関わるものに分類して示している<sup>10)</sup>。これらの他に支持地盤の変形なども影響し合い、その現象は複雑なものとなっている。本研究では、以下のように研究計画を立案して、主要な影響要因の抽出、それらによる構造物応答の予測、さらに橋梁の性能を評価する手法を提示する。

- (1)これらの影響要因のうち、出来るだけ多くを考慮する。しかし、従来の設計施工指針で用いられている方法では困難であるために、第3章で示した逐次法を用いた影響解析手法を5.2節で構築する。
- (2)5.3節では、図-5.2 に示した各種要因の影響度を実測長期変位との対比で明らかにし、要因の大きさを推定する。さらに、その結果を用いて時間依存性変位および応力などの構造物応答を予測する。
- (3)5.4節では、ここで提案した手法がコンクリート橋の性能を評価する妥当な手法であることも含めて、本研究のまとめを行う。

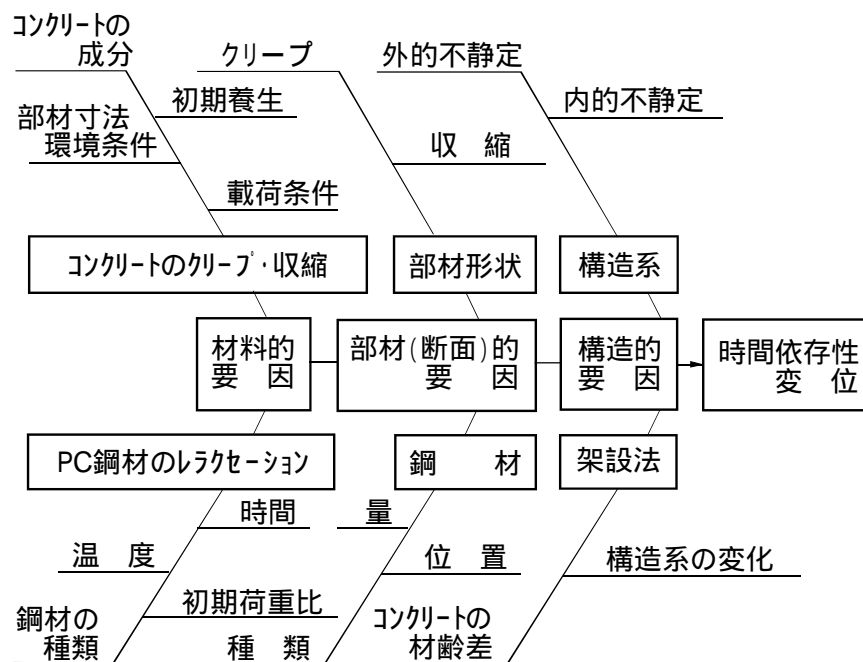


図-5.2 コンクリート構造物の時間依存変位に影響する要因

## 5.2 時間依存性変位および応力に関わる性能の照査手法

### 5.2.1 考慮する影響要因

コンクリート構造物の時間依存性変位などに影響を及ぼす要因については、図-5.2に材料、部材、さらに構造に分けて示した。ここでは、できるだけ多くの要因を考慮して各要因に関する影響解析を行うことを目的としている。それぞれの要因については、ここでは以下のように考慮する。

#### (1) コンクリートの時間依存的特性

コンクリートの時間依存性ひずみは、2.5.3(4)で記した道路橋示方書(以下、道示と略記)の方法で予測する。この方法によって予測値(最終値)およびその進行過程を見積もるとともに、コンクリートの特性、建設場所の環境条件、部材の断面および形状についての影響を反映させることが可能である。

コンクリートのヤング係数も、強度と同様に材齢の増加とともに増加する特性がある。ここでは、この特性を考慮する。時間依存性ひずみのうち、クリープに関するものはクリープ係数で、あるいは比クリープひずみで表現されるが、道示ではクリープ係数で規定されている。クリープ係数を規定するコンクリートのヤング係数として、材齢28日でのヤング係数と載荷時のヤング係数を用いる方法がある<sup>11)</sup>。道示では、このことについて明確に示されていないが<sup>12)</sup>、2.5.3節で記したように材齢28日でのヤング係数によって規定されていると考えられる。

任意な材齢でのクリープ係数は、材齢28日で規定されたクリープ係数を用いて次式によって算出する<sup>13)</sup>。

$$\phi(t, \tau) = \frac{E(\tau)}{E_{28}} \phi_{28}(t, \tau) \quad (5.1)$$

ここで、

$\phi(t, \tau)$  : 載荷時  $t = \tau$  でのコンクリートのヤング係数  $E(\tau)$  を基準としたときのクリープ係数  
 $\phi_{28}(t, \tau)$  : コンクリート材齢  $t = 28$  日でのコンクリートのヤング係数  $E_{28}$  を基準としたときのクリープ係数

材齢28日でのヤング係数と関係づけた任意の材齢  $t$  (日) でのヤング係数については、幾つかの関係式があるが<sup>11)、14)、15)</sup>、ここではその時間曲線として下式を用いる<sup>16)</sup>。ヤング係数の増加を材齢28日のヤング係数に比して、9%程度見込むことになる。

$$E(t) = E_{28} \cdot \frac{t}{2.333 + 0.917t} \quad (5.2)$$

## (2) PC 鋼材のレラクセーション

レラクセーションは、ひずみ一定状態の下でその張力が減少する現象を指すが、プレストレストコンクリート部材中ではコンクリートのクリープ・収縮によってひずみ変化を生じ、純粋なレラクセーションとは異なった状態にある。前者を純レラクセーションと、後者を見掛けのレラクセーションと呼んでいる。道示では、見掛けのレラクセーション率が規定されている<sup>17)</sup>。

ここでは、コンクリートのひずみ変化を考慮した解析を後述する逐次法によって行うため、純レラクセーションを用いる。純レラクセーションによる PC 鋼材応力は、次式のような関数で表現される場合が多いようである。

$$\sigma_{pr} = f(t, t_0, \sigma_{p0}) \quad (5.3)$$

ここで、

$\sigma_{pr}$  ; 時間 $t_0$ で初期応力 $\sigma_{p0}$ で緊張し、一定ひずみ $\varepsilon_{p0}$ に保持したときの時間 $t$ でのレラクセーションによる応力減少量(図-5.3参照)

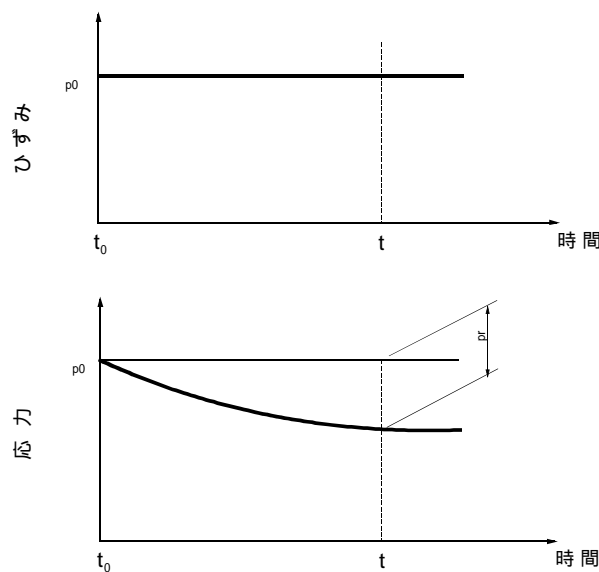


図-5.3 純レラクセーションにおける PC 鋼材の応力変化

ここでは、この純レラクセーション関数として PCI (Prestressed Concrete Institute) 設計指針に示されている式<sup>15, 18)</sup>を用いる。



$$\sigma_{pr} = K \cdot \sigma_{p0} \cdot \left( \sigma_{p0} / \sigma_{py} - 0.55 \right) \cdot \log \left\{ (24t + 1) / (24t_0 + 1) \right\} \quad (5.4)$$

ここで、

$$\sigma_{p0} / \sigma_{py} - 0.55 \geq 0.05$$

$K$ ; 鋼材の種類によって定まる係数

$K = 1/45$ ; 低レラクセーション鋼材

$K = 1/10$ ; 一般の鋼材

$\sigma_{py}$ ; 鋼材の降伏点強度

### (3) 鋼材による内部拘束

断面内に配置された鉄筋や PC 鋼材には、コンクリートのように時間とともにひずみが大きく変化する特性はなく、したがってコンクリートの時間依存性ひずみを拘束する。コンクリートには、この内部拘束によって拘束応力が生じ、新たなクリープひずみをもたらしてさらに応力を変化させる。このようにコンクリート応力は一定ではなく、常に変化する現象を考慮する。

ここでは、これら鋼材の配置位置を図-5.4 のようにモデル化する。

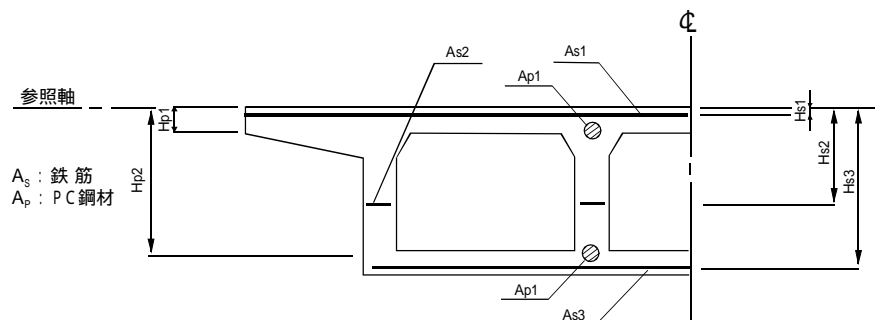


図-5.4 鋼材位置のモデル化

### (4) 構造系に由来する外部拘束

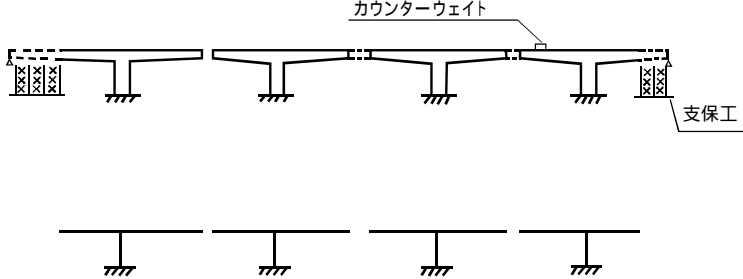
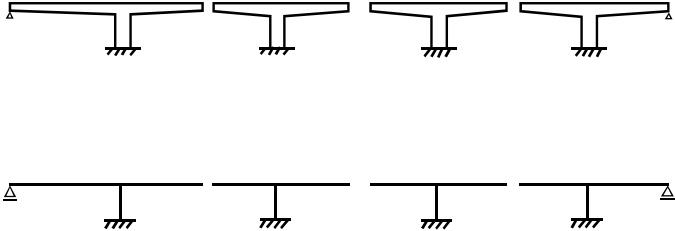
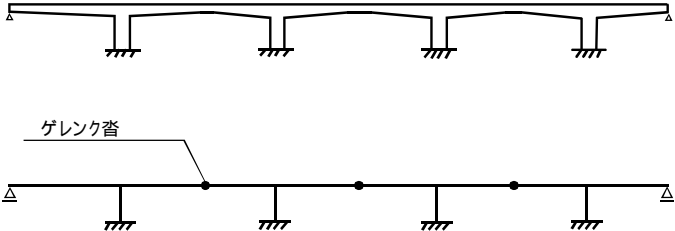
研究の対象である有ヒンジラーメン橋のような不静定構造では、コンクリートの時間依存性ひずみ等によって生じる部材の変形が境界(支点)条件によって拘束される。この外部拘束によって新たな断面力が生じて応力状態を変化させ、さらにクリープひずみを生じさせる。

### (5) 構造系の変化

本形式橋の代表的架設方法は張出し工法と呼ばれるもので、架設車(ワーゲン)を用いて現場打ちセグメントブロックを継ぎ足しながら橋体を張出してゆく方法である。したがって、各ブロックごとにコンクリートの材齢が異なり、すなわちコンクリートの時間依存性

ひずみの進行が異なる。さらに施工過程での構造系と完成した時のそれとが異なる。これらの複雑な要因下でコンクリートのクリープによって断面力の移行が生じる。本研究の対象である有ヒンジラーメン橋の架設概要を表-5.1 に示す。

表-5.1 架 設 概 要

構 造 系	施 工 状 態	施 工 内 容
施 工 時 構 造 系 1		1. 各橋脚からの張出架設完了、フォルパウワゲン解体 2. 側径間部接地支保工設置 3. カウンターウェイト載荷
施 工 時 構 造 系 2		4. 側径間部支保工上コンクリート打設 5. 同鋼棒緊張、支保工解体 6. カウンターウェイト除去
施 工 時 構 造 系 3 (完成系)		7. 閉合ブロック型枠セット、コンクリート打設 8. 同鋼棒緊張、型枠撤去 9. 橋面工施工 10. 完成

### 5.2.2 時間依存性変位および応力に関わる性能の照査手法の提案

プレストレストコンクリート部材のコンクリート応力は一定ではなく、時間の経過とともに変化する。このような変化応力をもたらす要因について前節でまとめて記したが、ここでは構造解析的に如何に取り扱うかについて記述する。

コンクリートの時間依存性ひずみについては、第3章で用いた逐次法を適用するが、コンクリートのヤング係数の経時変化を考慮すると、式(3.1)は次式のように変換できる。同式第2項の変化応力は、コンクリートの材齢差、さらにその時間依存性ひずみやPC鋼材のレラクセーション等が内部および外部拘束されることによって生じる。

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E_0} \left( 1 + \sum_{i=1}^n \Delta\phi_i \right) + \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_i}{E_i} \left( 1 + \sum_{j=i}^n \Delta\phi_{ji}' \right) + \sum_{i=1}^n \Delta\varepsilon_{sh,i} \quad (5.5)$$

ここで、

$$\begin{aligned} t_i &= t_0 \cdot 10^{\Delta t \cdot i} \\ \Delta t &= (\log t - \log t_0) / n \\ t_i' &= t_0 \cdot 10^{\Delta t \cdot (i-1/2)} \\ \Delta\sigma_i &= \sigma_{t_i} - \sigma_{t_{i-1}} \\ \Delta\varepsilon_i &= \Delta\sigma_i / E_i \\ \Delta\phi_i &= \phi(t_i, t_0) - \phi(t_{i-1}, t_0) \\ \Delta\phi_{ji}' &= \phi(t_j, t_i') - \phi(t_{j-1}, t_i') \end{aligned}$$

$n$ : 時間 $t_0$ から $t$ 間の時間分割数

$E_0, E_i$ : それぞれ $t = t_0, t = t_i$ でのコンクリートヤング係数

ひずみも変化するため、PC鋼材は純レラクセーション状態にはない。ここでは、以下のように見掛けのレラクセーションを取り扱う<sup>19)</sup>。すなわち、時間 $t_0 \sim t$ 間のPC鋼材に関する応力変化 $p$ の $1/2$ が時間 $t_0$ に生じるとする。初期応力 $p_0 = p_0 + 1/2 p$ での純レラクセーションによる応力変化を見掛けのレラクセーションによる応力変化と見なす(図-5.5 参照)。

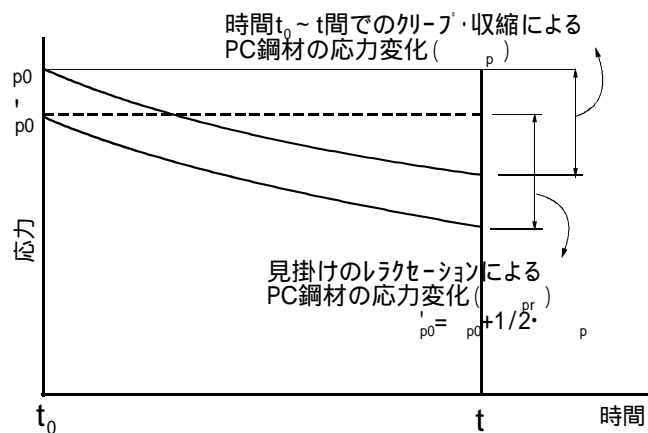


図-5.5 見掛けのレラクセーションにおけるPC鋼材の応力変化

時間分割して段階的に積分する

逐次法は次のようにして導入する。図-5.6 に示すように時間 $t_0$ において応力 $p_0$ で緊張し

たとき、時間  $t_{i-1}$  での PC 鋼材の応力変化は次のように表される。

$$\Delta\sigma_{p,t_{i-1}} = \sum_{j=1}^{i-1} (\Delta\sigma_{pf,j} + \Delta\sigma_{pr,j}) \quad (5.6)$$

ここで、

$\Delta\sigma_{p,t_{i-1}}$ ; 時間  $t_{i-1}$  での PC 鋼材の応力変化

$\Delta\sigma_{pf,j}$ ; 時間間隔  $j$  での外荷重および時間依存性ひずみによる PC 鋼材の応力変化

$\Delta\sigma_{pr,j}$ ; 時間間隔  $j$  での見掛けのレラクセーションによる PC 鋼材の応力変化

時間間隔  $i$  でのレラクセーションを考えると、時間  $t_{i-1}$  での緊張応力を純レラクセーションの初期応力と見なし<sup>19)</sup>、次式とする。これは図-5.6 の曲線(2)に相当する。

$$\sigma_{p0,t_{i-1}} = \sigma_{p0} + \Delta\sigma_{p,t_{i-1}} \quad (5.7)$$

したがって、図-5.5 と同様に時間間隔  $i$  での見掛けのレラクセーションに対する初期応力は上式に時間間隔  $i$  で発生する時間依存性ひずみ等によって発生する PC 鋼材の応力変化の  $1/2$  を加えた応力とする(図-5.6 の曲線(3)に相当する)。よって、時間間隔  $i$  でのレラクセーションによる応力変化は、式(5.4)の純レラクセーション関数を用いると次のようになる。

$$\Delta\sigma_{pr,i} = f(t_i, t_0, \sigma_{p0,t_{i-1}} + 1/2\sigma_{pf,i}) - f(t_{i-1}, t_0, \sigma_{p0,t_{i-1}} + 1/2\sigma_{pf,i}) \quad (5.8)$$

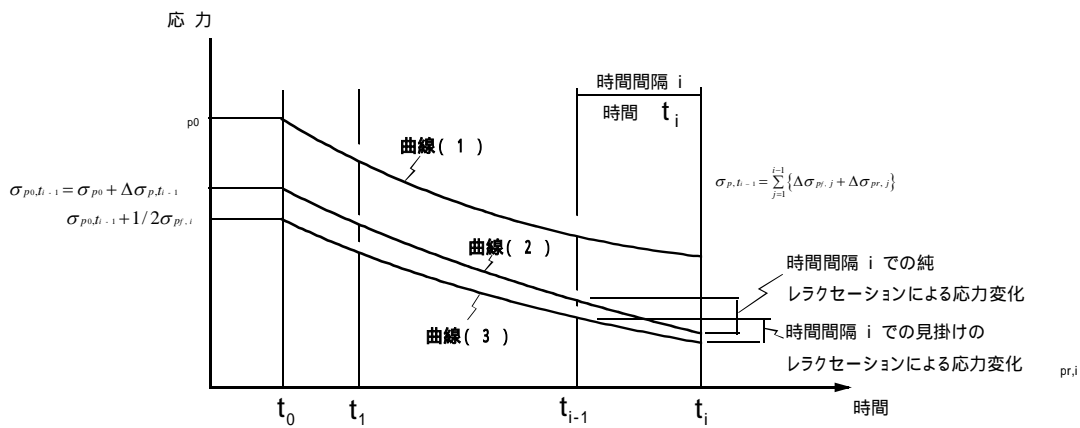


図-5.6 時間分割した場合の見掛けのレラクセーション

ここで問題としている時間間隔  $i$  での、これら変化応力は未知量であるが、図-5.7 に示すように繰返し計算によってその収束値を見出す。その際、用いる構造解析は第3章に示した方法を応用し適用する。以下にその内容を概述する。

時間  $t_i$  における断面定数を次式によって求める。

$$\begin{aligned} I_v &= I - A_v \cdot y_v^2 \\ W_v(y) &= I_v / y \end{aligned} \quad (5.9)$$

ここで、

$A_v, I_v$ ; 換算断面定数で換算断面図心軸に関する断面積、断面2次モーメント  
 $W_v(y)$ ; 換算断面定数で換算断面図心軸に関する距離  $y$  の位置での断面係数  
 $I$ ; 換算断面定数で参照軸に関する断面2次モーメント

なお、断面定数算出において鉄筋および PC 鋼材をコンクリートに換算するためのヤング係数比は次式による。

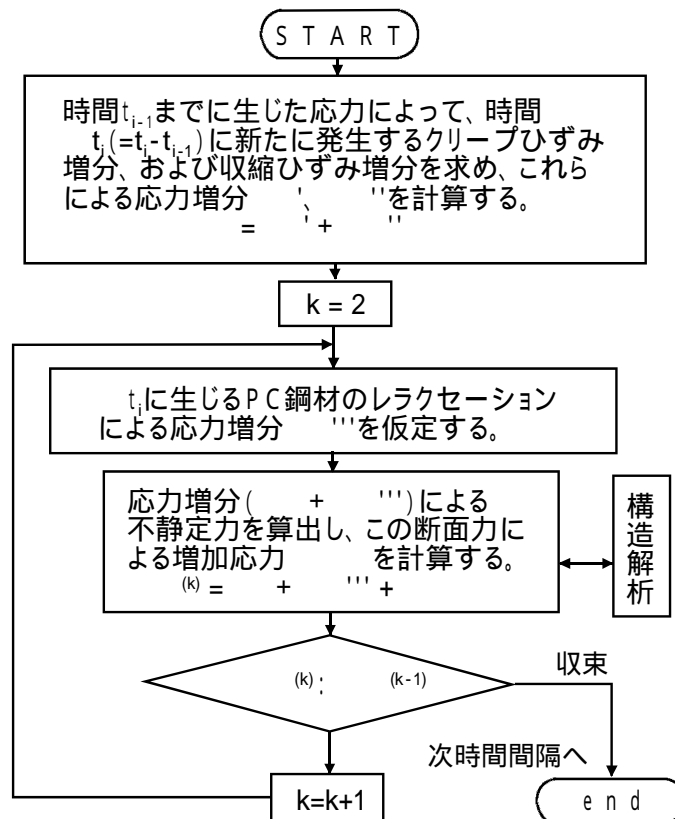


図-5.7 各時間間隔における流れ図

$$\begin{aligned} n_i^s &= n_{i-1}^s (1 + \Delta\phi_i) \\ n_i^p &= n_{i-1}^p (1 + \Delta\phi_i) \end{aligned} \quad (5.10)$$

ここで、

$$\begin{aligned} n_0^s &= E_s / E_c (t_c) \\ n_0^p &= E_p / E_c (t_c) \\ E_s, E_p, E_c(t_c); &\text{それぞれ鉄筋、PC鋼材およびプレストレス導入時のコンクリートのヤング係数} \\ \Delta\phi_i; &\text{時間}\Delta t_i\text{でのクリープ係数の増分} \end{aligned}$$

内部拘束によって生じる内力のうち、時間依存性ひずみに関しては前述の式(3.3)および(3.4)によって求められる。すなわち、

収縮：

$$\begin{aligned} \Delta P_{sh} &= E_i \cdot A_c \cdot \Delta\epsilon_{sh} \\ \Delta M_{sh} &= \Delta P_{sh} (y_c - y_v) \end{aligned} \quad (5.11)$$

ここで、

$$\begin{aligned} A_c; &\text{コンクリートの純断面積} \\ y_c, y_v; &\text{参照軸から純断面図心および換算断面図心までの距離} \\ \Delta\epsilon_{sh}; &\text{時間}\Delta t_i\text{におけるコンクリートの収縮ひずみの増分} \end{aligned}$$

クリープ：

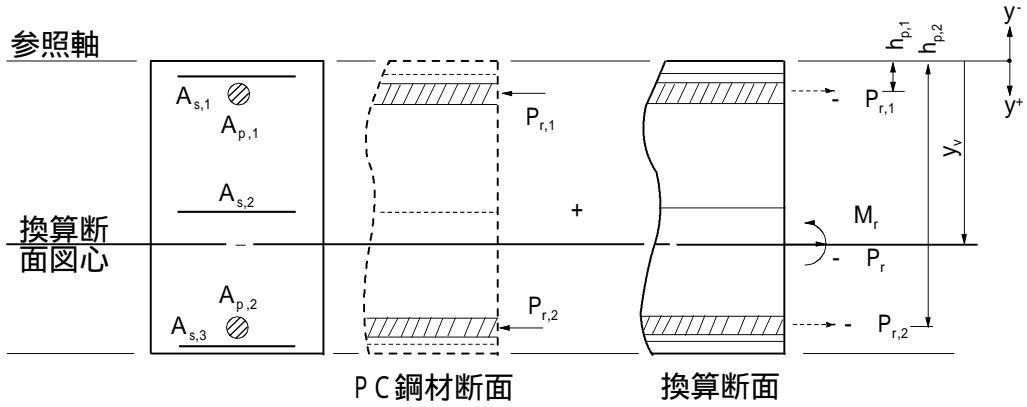
$$\begin{aligned} \Delta P_k &= E_i \cdot \left\{ \Delta\epsilon_{k,u} \cdot A_c - (\Delta\epsilon_{k,u} - \Delta\epsilon_{k,\ell}) \cdot G_c / H \right\} \\ \Delta M_k &= \Delta P_k \cdot (\eta - y_v) \\ \eta &= \frac{\Delta\epsilon_{k,u} \cdot G_c - (\Delta\epsilon_{k,u} - \Delta\epsilon_{k,\ell}) \cdot I_c / H}{\Delta\epsilon_{k,u} \cdot A_c - (\Delta\epsilon_{k,u} - \Delta\epsilon_{k,\ell}) \cdot G_c / H} \end{aligned} \quad (5.12)$$

ここで、

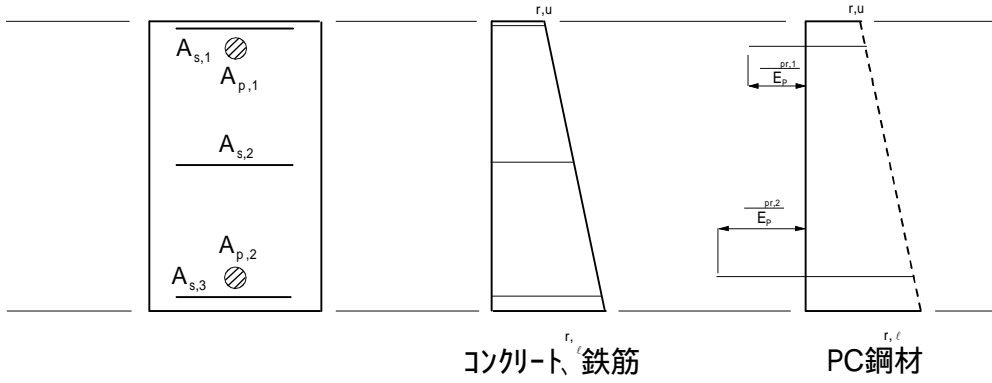
$$\begin{aligned} I_c, G_c; &\text{それぞれ純断面定数で参照軸に関する断面2次および1次モーメント} \\ H; &\text{部材高} \\ \Delta\epsilon_{k,u}, \Delta\epsilon_{k,\ell}; &\text{時間}\Delta t_i\text{における上縁および下縁でのクリープひずみの増分} \end{aligned}$$

レラクセーション：

PC鋼材のレラクセーションの場合、図-5.8に示すようにPC鋼材のみの断面にレラクセーションによる損失力  $P_r$  を作用させ、換算断面に関して解放する。断面構成要素のひずみは同図b)のようになる。換算断面のひずみ分布は下式で求められる。



(a) 内力のつり合い関係



(b) 断面構成要素のひずみ

図-5.8 PC鋼材のレラクセーションによる内力のつり合い

$$\Delta\Delta\epsilon_r(y) = \left\{ \Delta P_r / A_v + \Delta M_r / W_v(y) \right\} / E_i \quad (5.13)$$

ここで、

$$\Delta P_r = \sum_{j=1}^n \Delta\sigma_{pr,j} \cdot A_{p,j}$$

$$\Delta M_r = \sum_{j=1}^n \Delta P_{r,j} \cdot (h_{p,j} - y_v)$$

$\Delta\sigma_{pr,j}$ : PC鋼材( $j$ )のレラクセーションによる $\Delta t_i$ 間の損失応力度(式(5.8))

$A_{p,j}, h_{p,j}$ : PC鋼材( $j$ )の参照軸からの距離および断面積

これら内部拘束によって生じる内力(  $P$ ,  $M$ )を初期力として構造解析するが、初期力ベクトルは仮想仕事の原理<sup>20)</sup>によって求められ、部材軸に沿う内力分布が直線的に変化するとすると、前述の式(3.6)となる。部材の剛性方程式は式(5.14)で表され<sup>20)</sup>、全体剛性方



程式を組み立てて解くことによって外部拘束による応力がえられる。

$$\{f\} = [k]\{u\} + \{f_e\} - \{f_0\} \quad (5.14)$$

ここで、

$\{f\}$ ; 節点力ベクトル

$[k]$ ; 要素剛性マトリックス

 $\{u\}$ ; 節点変位ベクトル $\{f_e\}$ ; 等価節点力ベクトル $\{f_0\}$ ; 初期力ベクトル(式(3.6))

なお、要素剛性マトリックスは、コンクリートのヤング係数の経時変化を考慮して次式となる。

$$[k] = \begin{bmatrix} \frac{E_i \cdot A}{L} & & & & \\ & 0 & \frac{12E_i \cdot I}{L^3} & & \\ & 0 & \frac{6E_i \cdot I}{L^2} & \frac{4E_i \cdot I}{L} & \\ -\frac{E_i \cdot A}{L} & 0 & 0 & \frac{E_i \cdot A}{L} & \\ & 0 & -\frac{12E_i \cdot I}{L^3} & -\frac{6E_i \cdot I}{L^2} & 0 \\ & 0 & \frac{6E_i \cdot I}{L^2} & \frac{2E_i \cdot I}{L} & 0 \end{bmatrix} \quad \text{symm.} \quad (5.15)$$

ここで、

### A, I<sub>x</sub> 換算断面に関する断面積および断面2次モーメント

$$E_i = E_{i-1} / (1 + \Delta\phi_i); \text{時間}\Delta t_i\text{におけるコンクリートのヤング係数}$$

$L$ : 部材長

### 5.3 プレストレストコンクリート有ヒンジラーメン橋の性能照査

#### 5.3.1 既設橋梁の性能に対する検証

##### (1) 性能の検討手法

プレストレストコンクリート有ヒンジラーメン橋が、時間依存性変位(たわみ)に敏感な構造であること、さらにそれに起因した障害が生じていることを前述した。このことは、言い換えれば、時間依存性変位に影響を及ぼす要因が多く(図-5.2 参照)、設計あるいは施工段階で正確に実挙動を予測することが、困難なためであるとも言える。

本検討では、既設橋梁でのたわみの長期計測結果を用いて、各要因の影響度を明らかにする。その結果を踏まえて時間依存性変位の挙動を説明しうる要因の最も可能性のある組み合わせを示す。また、そのときの構造物の応力応答を解析的に求める。

さらに従来におけるプレストレストコンクリートに関する応力度の許容値設定が、ひび割れ発生に対する性能評価と見なしうるかどうかを設計値との対比によって明らかにする。これらの研究成果を踏まえて橋梁の性能を照査する手法としての妥当性を示す。

##### (2) 対象橋梁における長期たわみ計測

阪神高速道路公団が管理している都市内高架橋、2 橋を対象として検討を進める。対象とする橋梁は京橋橋と喜連瓜破橋で、その橋梁一般図を図-5.9 および 5.10 に示す。前者は昭和 41 年 3 月に竣工した 5 径間連続有ヒンジラーメン橋で、また後者は昭和 54 年 3 月に竣工した 3 径間連続有ヒンジラーメン橋である。

一般に、完成後に生じるたわみ(時間依存性変位)を考慮して施工時に次式で示される上越しがなされる。

$$\delta = \delta_c + \delta_r \quad (5.16)$$

ここで、

$\delta_c$ ; 計算によって求められる上越し量

$\delta_r$ ; 美観的上越し量と称される余裕量

上式第 1 項の計算によって求められるもののうち、クリープに関するものは、たとえば式(5.17)が挙げられるが、材齢差による影響を考慮した橋体の平均的なクリープ係数が用いられている<sup>21)</sup>。

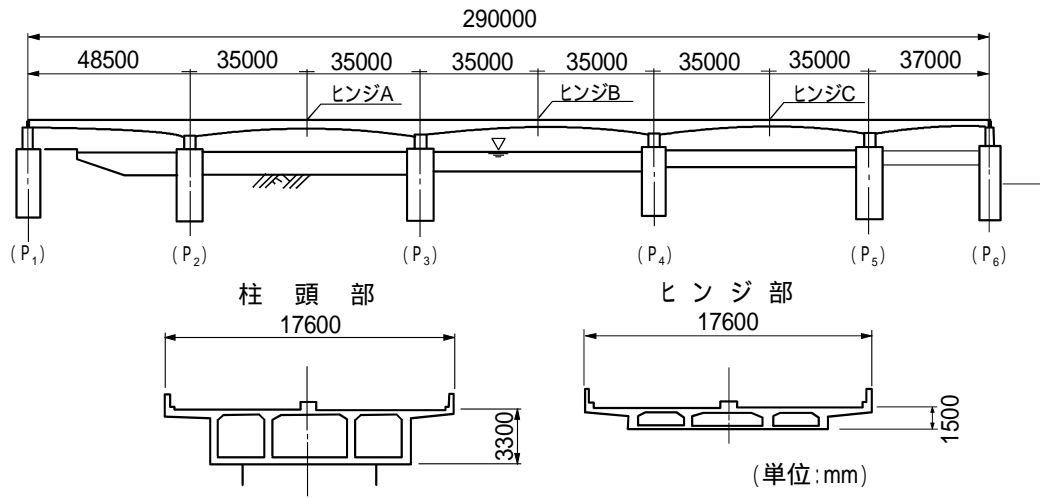


図-5.9 京橋橋一般図

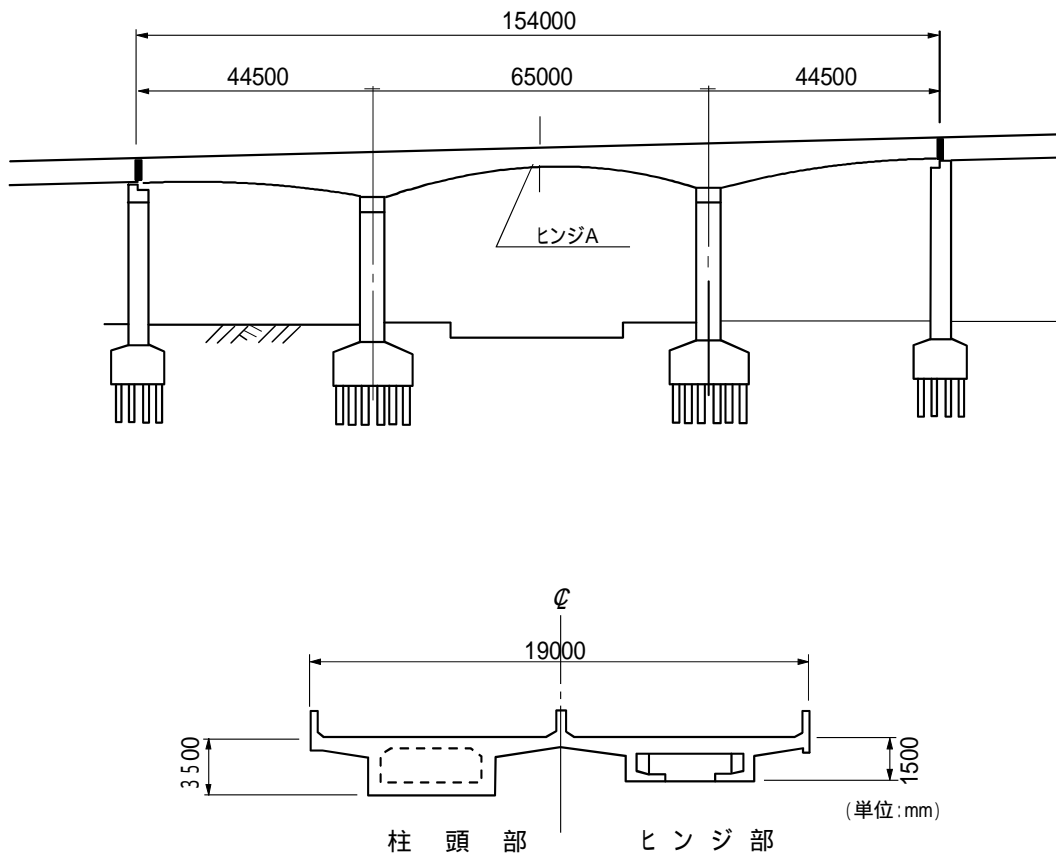


図-5.10 喜連瓜破橋一般図

$$\delta_c = (\delta_g + \delta_s + \delta_p) \phi - (1 - \eta)(1 + \phi/2) \delta_p \quad (5.17)$$

ここで、

$\delta_g$ ; 橋体荷重による弾性たわみ

$\delta_s$ ; 橋面荷重による弾性たわみ

$\delta_p$ ; 導入プレストレスによる弾性たわみ

$\phi$ ; 平均クリープ係数

$\eta$ ; プレストレスの有効係数

第2項については、その見積もる方法に違いがあるように思われるが、一般に  $L/1000 \sim L/1800$  ( $L$ : 中央径間長) が用いられることが多いようである。

京橋橋に関する長期たわみ計測は、竣工時から昭和62年まで約20年の長期に亘って実施され、図-5.11に示す結果がえられている<sup>22)</sup>。ヒンジ部3カ所の経時たわみをまとめると、表-5.2のようである。なお、舗装工事完了時(昭和41年6月15日)を基準に整理している。本橋の上越し量については不明であるが、図-5.11からヒンジAで80mm程度であったと言える。式(5.16)の美観的上越し量 $\delta_r$ を推定すると、40~70mm程度必要と考えられるが、ほとんど考慮されていなかったようである。これは、本橋のような都市内高速道路では、道路の縦断線形がフラットであるために上越しによる走行性の低下、景観の悪化に配慮したことによるものと考えられる。

喜連瓜破橋に関する長期たわみ計測も実施されており、図-5.12に示すように昭和54年3月の竣工時から昭和62年12月までに、ヒンジ部で142mm計画高から下がっていることが明らかとなっている<sup>22)</sup>。

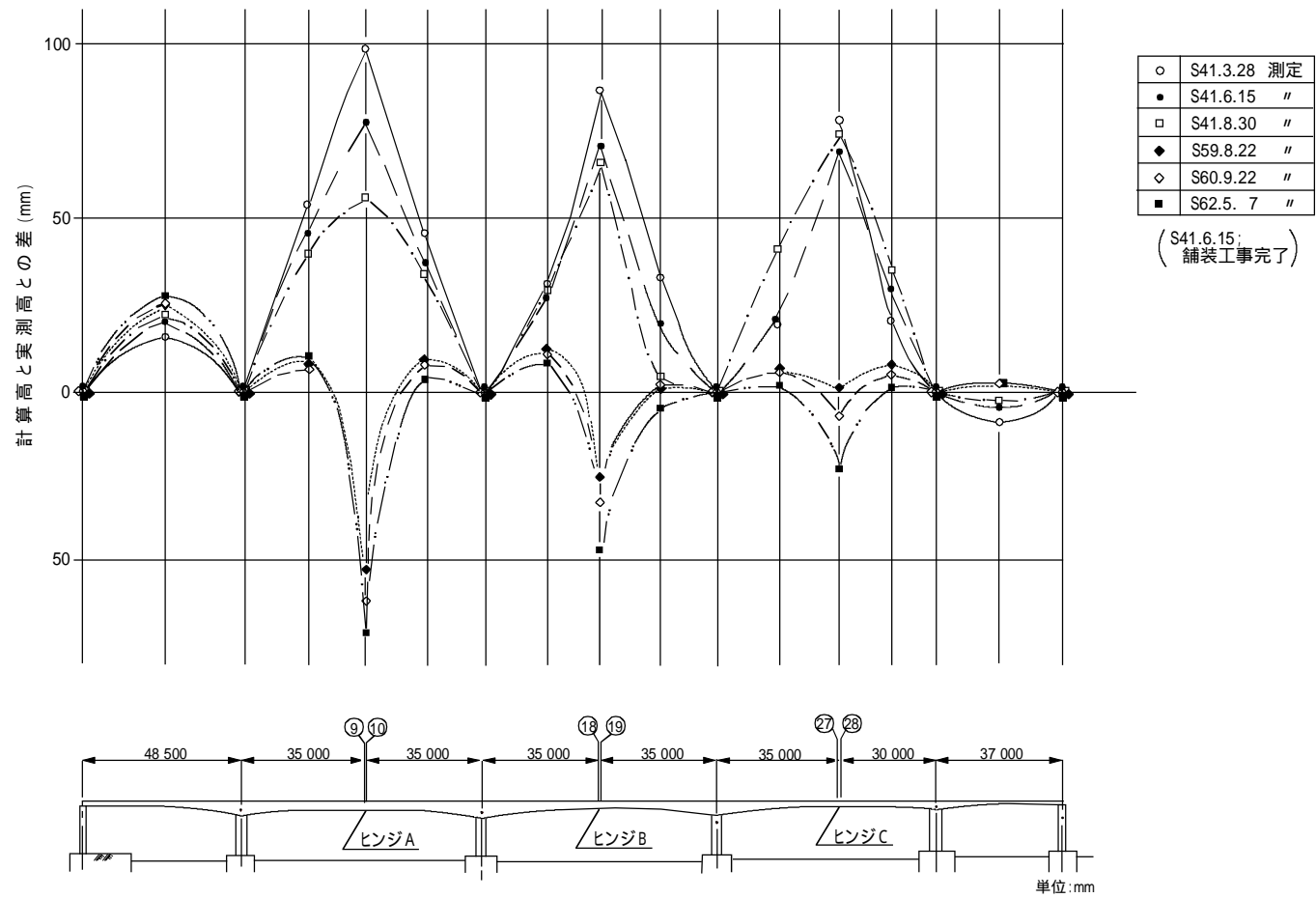


図-5.11 京橋橋における橋面の計画高と実測高の差

表-5.2 ヒンジ部のたわみの測定値

(単位:mm)

ヒンジ		A	B	C
測定日	S 41 . 3 . 28	+ 22	+ 17	+ 9
	41 . 6 . 15	0	0	0
	41 . 8 . 30	- 22	- 4	- 9
	59 . 8 . 22	- 131	- 98	- 70
	60 . 9 . 22	- 141	- 105	- 78
	62 . 5 . 7	- 151	- 120	- 92
	62 . 12 . 2	- 131	- 118	- 73

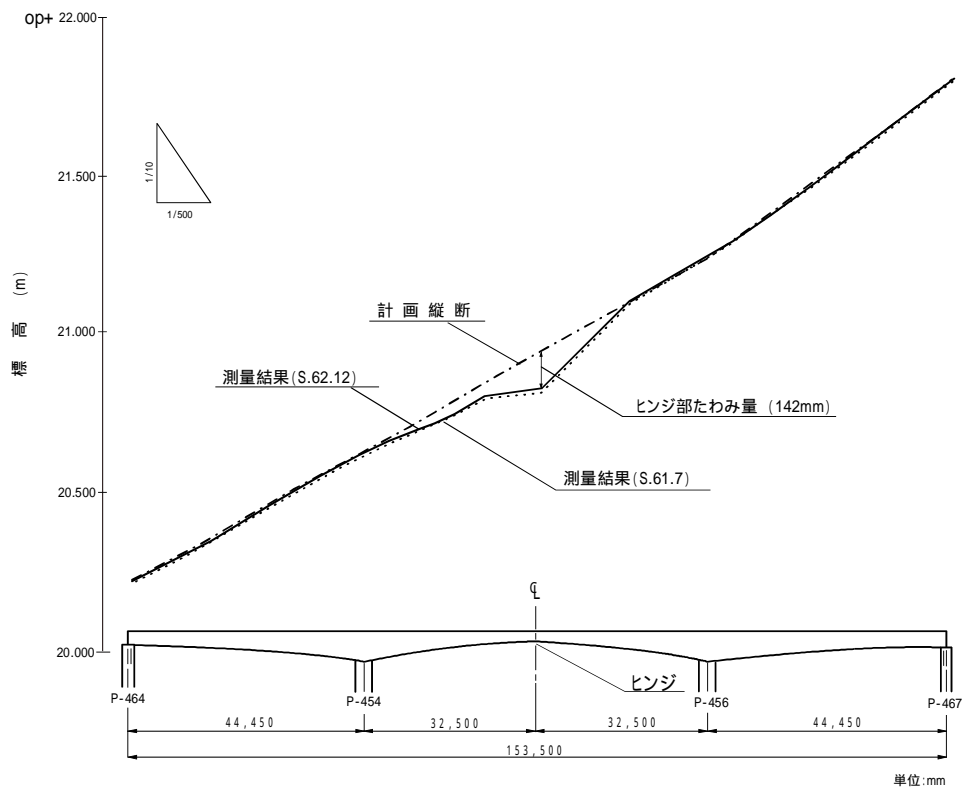


図-5.12 喜連瓜破橋の経時たわみの実測結果

### 5.3.2 京橋橋に関するひび割れ性能の照査

本橋は、前述したように5径間連続有ヒンジラーメン橋(図-5.9 参照)で、張出し架設の代表的工法であるディビダーク工法によって架設された昭和41年竣工の橋梁である。時間依存性変位に影響を及ぼす多くの要因のうち、次の7項目に着目してその影響を解析的に把握した。

#### コンクリートの時間依存性ひずみに及ぼす環境条件

本橋の架橋場所(神戸市)付近の平均湿度および温度は、それぞれ68%R.H.、15.6 (統計期間1951~1980年)<sup>23)</sup>である。道示に従って、湿度70%R.H.に対する値を基本値とした。すなわち、収縮ひずみについては $-250\mu$ 、クリープ係数のうちのフロー成分については2.0を基本値とした。

収縮ひずみの変動の影響については、DIN4227<sup>24)</sup>を参考にした。すなわち、湿度70%R.H.で $-320\mu$ を採用していることを考えて、 $-350\mu$ および $-450\mu$ について検討した。さらに、クリープに関しては、湿度60%R.H.に対する補間値2.4を用いた<sup>25)</sup>。

なお、温度については20を採用する。上記統計値を用いたときと比較すると、1%程度の差がたわみに生じることを確認している<sup>27)</sup>。

#### コンクリートのヤング係数

コンクリートのヤング係数の大きさは、弾性的な即時変位に直接影響する。さらにクリープ係数によってクリープひずみを規定すると、その変位にも間接的に影響を及ぼす。また、設計に用いられている値が、骨材事情の悪化に伴って過大であることが指摘されている<sup>26)</sup>。このような状況を反映させて、設計値である $3.5 \times 10^5 \text{kgf/cm}^2$ を基本値とし、その85%とした値 $2.98 \times 10^5 \text{kgf/cm}^2$ についても検討した。

#### コンクリートの単位体積重量

橋体荷重である桁自重は、弾性およびクリープ変位に影響する。それは、当然コンクリート、鉄筋およびPC鋼材の重量によって決定される。それぞれの単位体積重量は設計基準で規定されているが、一般にその煩雑さのために、プレストレストコンクリートとしての単位体積重量も併せ規定されている<sup>28)</sup>。しかし、部材断面寸法の出来形、配置された鋼材量によって断面ごとに変化する。本橋のような張出し架設では、とくに桁自重がたわみ管理に大きく影響すると言われている。

このような桁自重の変動をプレストレストコンクリートの単位体積重量を変化させて検討することとした。基本値 $2.5 \text{tf/m}^3$ とし、その5%増の $2.63 \text{tf/m}^3$ についても検討した。

#### PC鋼材のレラクセーション特性

本研究では、PC鋼材のレラクセーションを純レラクセーションとして解析に取り入れている。前述の式(5.4)による $10^3$ 時間に対する計算結果を表-5.3に示す。同表にコンクリート標準示方書<sup>29)</sup>による使用されたPC鋼棒に対する値も示している。この結果から、使用鋼材は、式(5.4)で示される低レラクセーション鋼材( $K=1/45$ )に該当していると思える。

したがって、使用PC鋼材のレラクセーション特性として低レラクセーション( $K=1/45$ )

とみなし、特性値  $K$  を 0 および  $1/10$  に変化させた。

表-5.3  $10^3$ 時間に対するレラクセーション率の計算値の比較

	PCI設計指針(式(5.4))		コンクリート 標準示方書 <sup>29)</sup>
	$K=1/10$	$K=1/45$	
$10^3$ 時間に対する レラクセーション率	0.059	0.013	0.015

注)使用鋼材：SBPR 80/105, 緊張応力度：59.7kgf/mm<sup>2</sup>

#### 断面内の鉄筋拘束

時間依存性ひずみを拘束する鉄筋の影響は、一般に設計上無視されている。このことは、コンクリートの引張応力を小さく見積もるために、ひび割れ発生については危険側の評価を下し、また変位については大きく見積もる。ここでは、鉄筋拘束について明らかにすることを目的として影響度を検討する。なお、鉄筋の断面配置を図-5.4のようにモデル化して簡略化を図った。

#### 架設の期間

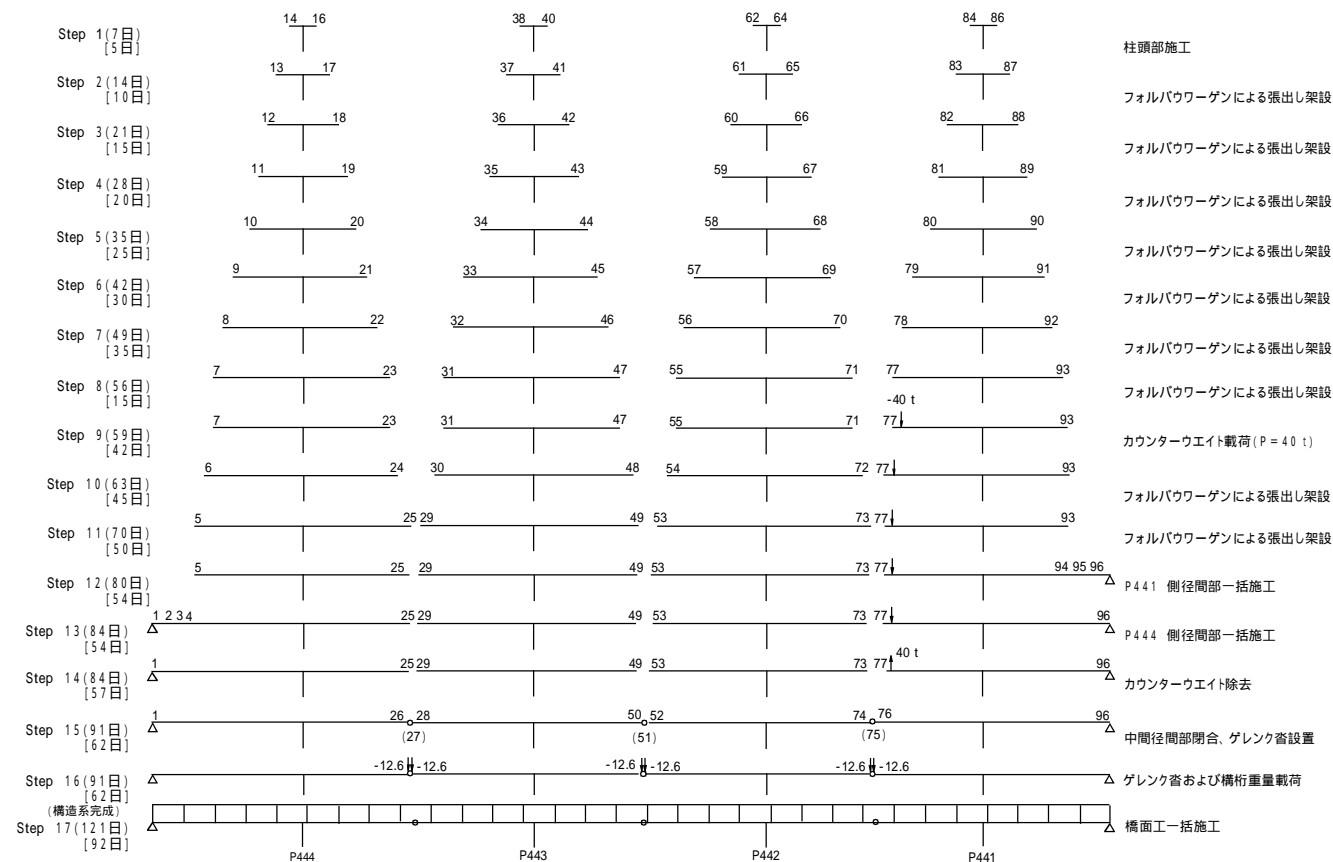
架設に要する日数が短くなるなど、若材令のコンクリートにプレストレスが導入され、クリープ変位が大きくなる。本橋の施工記録が入手できなく、施工ブロックの標準サイクルを7日とし、図-5.13のような架設順序を仮定して基準とした。さらに、架設期間の影響を把握するために、上図の施工ステップ数を変化させずに橋体完成までの日数を62日とした場合についても検討した。

#### 構造系の変化

本橋の構造系については、表-5.1に示したように架設時の架設系と橋体が完成した時の完成系では異なる。すなわち、完成系では5次の不静定となる。しかし、支保工上での一括施工とすると、構造系の変化がないことになる。このような施工方法に由来した構造系の変化が、時間依存性変位に及ぼす影響を把握する。施工段階の構造系を考慮した解析を基本とし、一括施工と仮定した場合も解析する。

これらの7項目の要因を取り上げて、表-5.4に示す11ケースについて検討を加えた。これら検討ケースは、各要因のうち1つだけを基本ケース(ケース1)から変化させている。ケース12は、組み合わせケースで、後述するように幾つかの要因を基本ケースより変化させたものである。





注) ・橋脚施工完了時を基準日としている。  
 ・( ) 内はバネ部材である。  
 ・数字は部材番号を示す。

図-5.13 解析モデルにおける施工順序図

表-5.4 検討ケース一覧表

ケース No.	収縮の基本値 ( $\mu$ )			クリープ係数の フロー成分の 基本値		リラクセーションの係数 (K)			構造系の 変 化		コンクリートの単 位体積重量 ( $\text{tf}/\text{m}^3$ )		系完成まで の施工日数 (日)		鉄 筋 拘 束		コンクリートの ヤング係数 ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )		備 考
	-250	-350	-450	2.0	2.4	1/45	1/10	0	段階 施工	一括 施工	2.5	2.68	91	62	考慮	無視	$3.5 \times 10^5$	$2.98 \times 10^5$	
1																			基 本
2																			リラクセーション(1)
3																			収 縮(1)
4																			構 造 系
5																			鉄 筋
6																			リラクセーション(2)
7																			収 縮(2)
8																			自 重
9																			ク リ ー プ
10																			施 工 時 間
11																			コンクリートのヤング係数
12																			組合せケース

解析によってえられた影響要因とヒンジ位置での時間依存性変位との関係を表-5.5 に示す<sup>31)</sup>。同表から、最も一般的な値を用いた基本ケース(ケース1)では、実測値の60~70%にとどまっており、かなり小さく見積もっていることがわかる。

表-5.5 時間依存性変位の検討結果

(単位:mm)

ケースNo.	ヒンジ位置の時間依存変位( $t=$ )			備 考
	ヒンジA	ヒンジB	ヒンジC	
1	90.6	84.6	55.9	基本ケース
2	87.9	81.8	53.5	リラクセーション ( $k=0$ , 無視)
3	99.5	93.6	63.2	乾燥収縮 ( $\epsilon_{sh0}=-350\mu$ )
4	78.7	71.2	42.9	構造系(一括施工)
5	99.2	92.2	61.2	鉄筋拘束(無視)
6	98.6	92.9	62.4	リラクセーション ( $k=1/10$ )
7	108.9	103.4	70.8	乾燥収縮 ( $\epsilon_{sh0}=-450\mu$ )
8	96.5	90.4	59.9	自重(5%増)
9	104.5	98.1	64.4	ク リ ー プ ( $\epsilon_{10}=2.4$ )
10	95.5	89.0	58.1	施工日数( $t=62$ 日)
11	105.1	98.4	64.8	コンクリートのヤング係数 (15%減)
12	136.9	129.5	87.1	組合せケース上記ケース 3.9.11の要因の組合せ
測定値	151	120	92	S.62.5 測 定

ケース1の時間依存性ひずみの予測を、柱頭部およびヒンジ部断面について示すと、図-5.14となる。これらを比較すると、クリープの進行が収縮に比べて早いことが言える。柱頭部とヒンジ部断面では、仮想部材厚がかなり異なるが、最終値にはそれほど差異が認められない。さらに、構造系完成後(経過日数91日後)の時間依存性ひずみを比較すると、両者の差が大きいことが分かる。

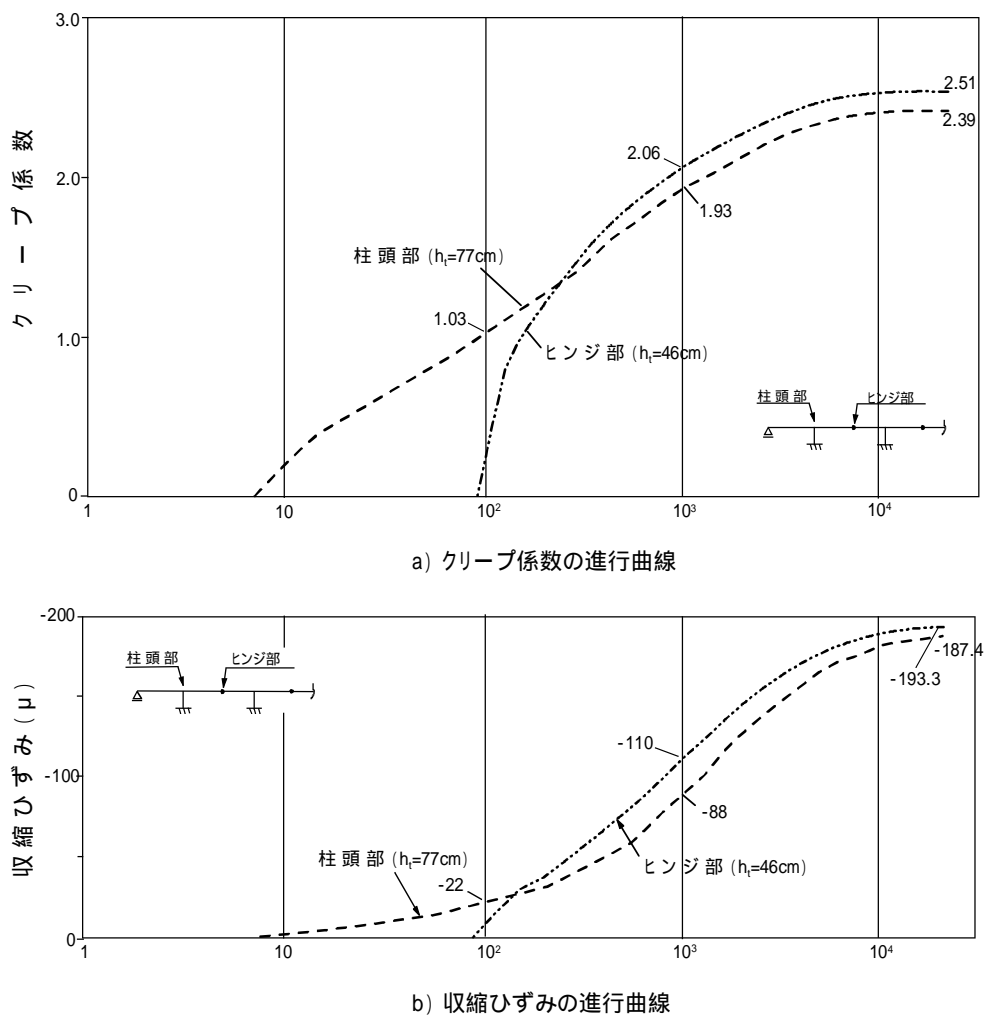


図-5.14 時間依存性ひずみの特性

ケース2～ケース11から、各要因が時間依存性変位に及ぶ影響度について、とくにヒンジAの変位と要因の変動の関係を整理すると、次のようにまとめられる。

収縮ひずみの大きさを基本値(-250  $\mu$ )から、-350  $\mu$ 、-450  $\mu$ と変化させると、それぞれ8.9、18.3mmとたわみが増加する。

クリープ係数のフロー成分を基本値(2.0)から2.4とすると、13.9mm増加する。

コンクリートのヤング係数(基本値  $3.5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ )を15%減じると、14.5mm、16%増加する。

橋体荷重強度の影響を桁自重の単位体積重量を変化させて検討したが、5%の増加で5.9mm、7%のたわみ増加をもたらす。

PC鋼材のレラクセーションについては、低レラクセーション材(K=1/45)を基本としているが、一般材(K=1/10)とした場合およびレラクセーションが生じないとした場合(すなわち、K=0)で、それぞれ-2.7mm、8.0mm変化する。これはケース1の0.97、1.09倍に相当している。

鉄筋拘束を無視すると、8.6mm、9%増加する。

架設期間を 91 日から 62 日に変化させると、4.9mm 増加する。

構造系の変化を無視して、一括架設とすると 11.9mm 減少する。

以上のように、一つの要因の変動によって計測結果を説明することは難しく、幾つかの要因の組み合わせが考えられる。影響度の大きい要因を組み合わせることとし、収縮に関してはケース 3 を、クリープに関してはケース 9 を、さらにコンクリートのヤング係数に関してはケース 11 を採用することとした。なお、鉄筋の拘束および構造系の変化については当然考慮する。

表-5.4 のケース 12 は、これらを組み合わせた検討ケースである。ケース 12 の解析結果を表-5.5 に示すが、ヒンジ位置でのたわみ計測値の 90～110%とほぼ計測値に近い結果となっている。

橋軸方向の変位分布を、計測値および解析値(ケース 1 および 12)について比較して示すと、図-5.15 のようになる。ケース 12 は端径間を除いて比較的良好に計測値と一致していると言える。ただし、端径間の変位挙動については、今後十分に解明する必要がある。さらに、ヒンジ位置 A における全(弾性+時間依存性)変位をケース 1 および 12 について図示すると、図-5.16 のようになる。同図により、10～20 年の長期に亘ってたわみが進行する様子が窺える。これらの結果より、ケース 12 によって時間依存性変位の実挙動を検証できたと言え、また、その方法もほぼ妥当であると考えられる。

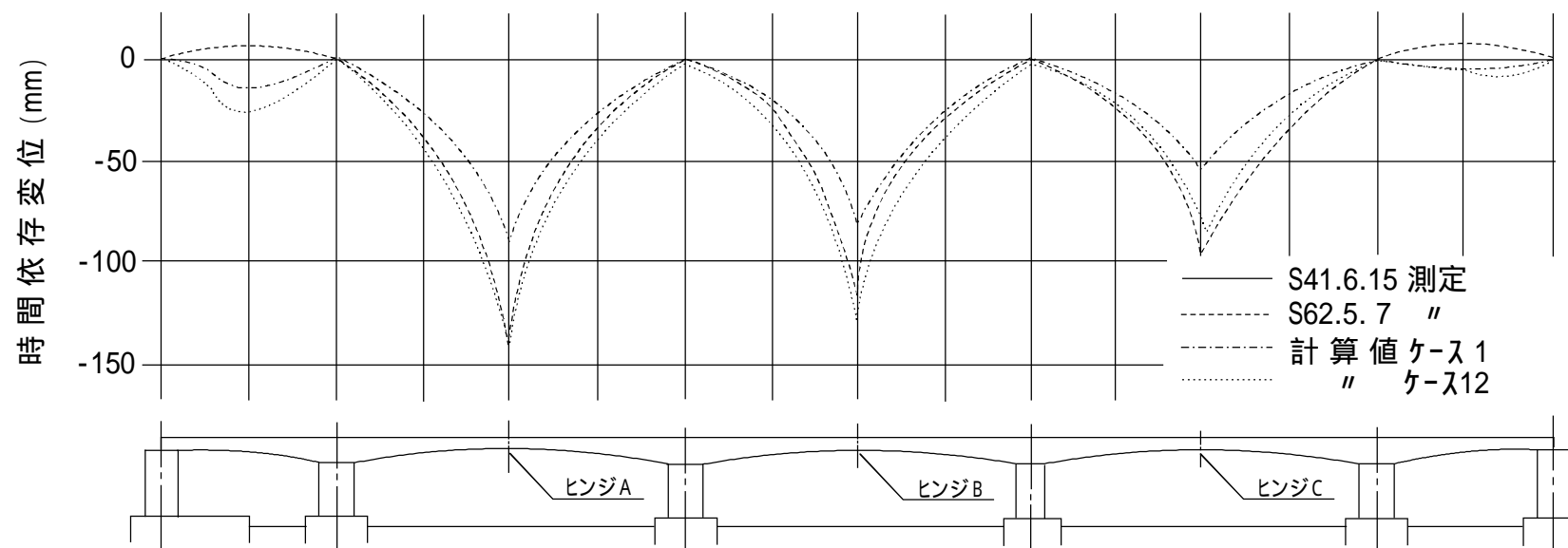


図-5.15 時間依存性変位図 ( $t =$  )

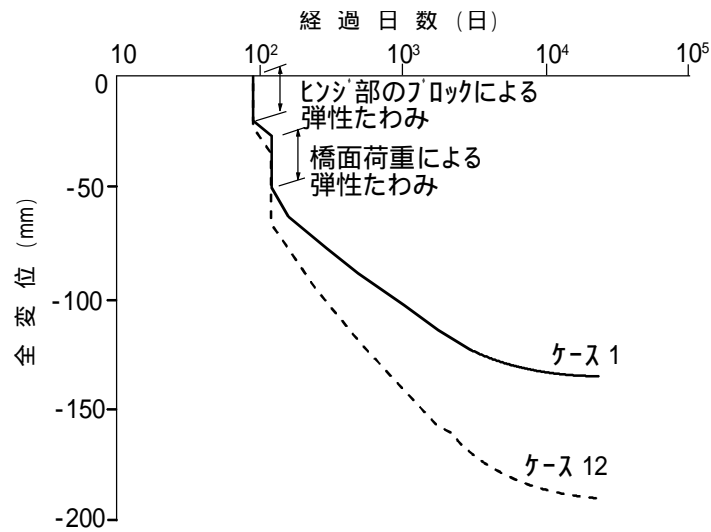


図-5.16 ヒンジAにおける全変位の経時変化図

ケース 12 で採用した時間依存性変位に及ぼす要因の種類および大きさによる構造物の応力応答をまとめると、表-5.6 および図-5.17～5.21 となる。なお、これらは支配断面である柱頭部断面に関するもので、参考のためにケース 1 の結果も添付している。さらに、上表には併せて設計計算値も示している。

これら断面構成要素について、まず両ケースを比較する。コンクリート、鉄筋、PC 鋼材の応力度の差は、それぞれ  $5\text{kgf/cm}^2$ 、 $300 \sim 600\text{kgf/cm}^2$ 、 $0.4\text{kgf/mm}^2$  程度となっている。とくに鉄筋応力度そのものも大きく、かつケース間の差も大きいのは、鉄筋量が  $0.13\%$  と非常に少ないことによるものである。

さらに、設計計算値と比較すると、コンクリートの圧縮応力度は、上縁で  $10 \sim 17\text{kgf/cm}^2$  大きく、下縁で  $10 \sim 14\text{kgf/cm}^2$  小さくなっている。また、PC 鋼材の緊張力損失量は  $-3.6 \sim -4.0\text{kgf/mm}^2$  小さくなっている。このことより、設計的な観点から見れば安全側の結果を示していると言える。

以上のことから、時間依存性変位に影響を及ぼす各種の要因およびそれらの大きさは、これらの応答結果である構造物の応力に及ぼす影響は小さく、従来の設計手法によって求められる応力によって性能照査(ひび割れ発生に対する照査)を行うことが可能である。すなわち、現行設計に用いられている許容値内に設計応力度を収めることによって、ひび割れ発生を防ぐことが可能であり、本方法がひび割れ発生に対する性能照査と見なしうと考えられる。

表-5.6 応力度の比較表

(単位 :  $\text{tf}/\text{m}^2$ )

検討ケースNo. 応力度の種類 位置	ケース 1			ケース 12			設計 計算値
	定応力	変化 応力	合 計	定応力	変化 応力	合 計	
上縁 コンクリート	-652	258	-394	-627	350	-327	-228
鉄 筋(上縁側)	-8,754	-7,570	-16,324	-10,123	-8,959	-19,082	-
P C 鋼材(上縁側)	4,834	-8,502	-3,668	5,787	-9,849	-4,060	-7,689
鉄 筋(下縁側)	-4,033	-12,629	-16,662	-5,024	-17,722	-22,746	-
下縁 コンクリート	-820	-29	-849	-863	-29	-892	-990

注) ( - ) : 圧縮、( + ) : 引張、P C 鋼材は緊張応力の変化量を示す。

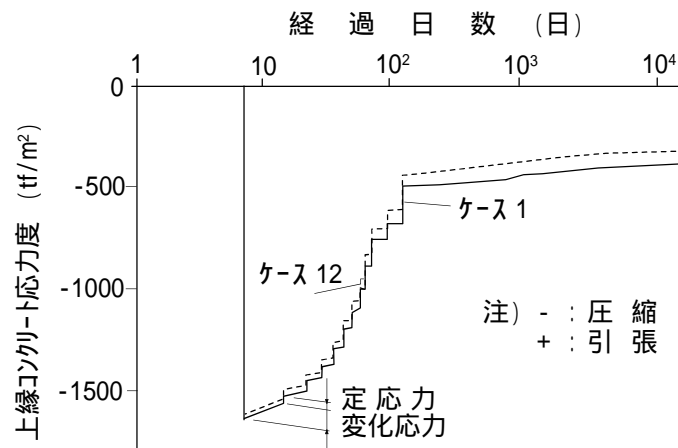


図-5.17 コンクリート応力度(上縁)の経時変化

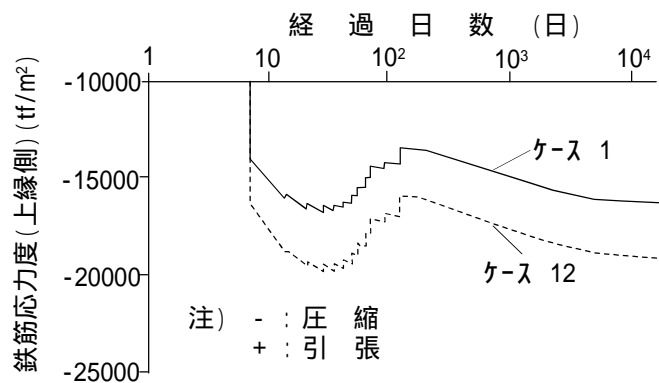


図-5.18 鉄筋応力度(上縁側)の経時変化

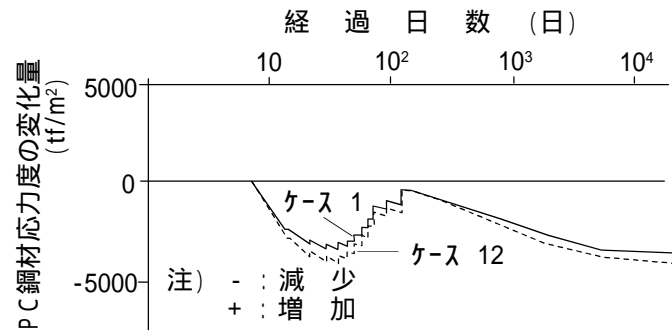


図-5.19 P C 鋼材応力度（上縁側）の変化量の経時変化

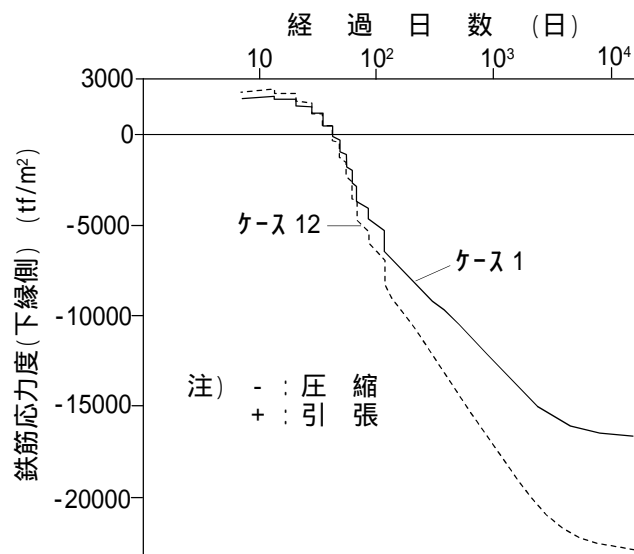


図-5.20 鉄筋応力度（下縁側）の経時変化

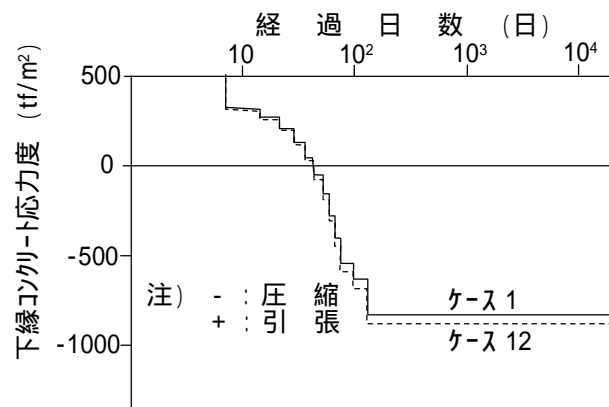


図-5.21 コンクリート応力度（下縁）の経時変化



### 5.3.3 喜連瓜破橋に関するひび割れ性能の照査

本橋は、3 径間連続有ヒンジラーメン橋(図-5.10 参照)で昭和 54 年 3 月に竣工した都市内高架橋で、張出し工法によって架設されたものである。架橋場所は大阪地区で、上記京橋橋とほぼ同様な環境条件にあると考えうる。

時間依存性変位に対する影響度解析を京橋橋の検討結果を踏まえて、表-5.7 のように 2 ケースを計画した。架設期間およびコンクリートのヤング係数については、施工記録<sup>32)</sup>によった。ヤング係数が設計値の約 70%と低いが、アルカリ骨材反応の懸念などが指摘されている<sup>22)</sup>。コンクリートのアルカリ骨材反応と時間依存性ひずみとの関係については不明であり、ここでは考慮していない。

なお、本橋は両橋脚からの同時張出し架設ではなく、1 橋脚からの張出し後、架設車をもう一つの橋脚からの張出し架設に転用する方法が採用され、架設期間が長期化している。

表-5.7 検討ケースの一覧表

検 討 ケ ー ス		1	2
乾燥収縮の基本値( $\mu$ )	-250		
	-350		
クリープ係数の フロー成分の基本値	2.0		
	2.4		
リラクセーションの係数	$k = 1/45$		
構 造 系 の 変 化	段階施工		
コンクリートの単位体積重量 ( $\text{tf}/\text{m}^3$ )	2.5		
	2.68		
系完成までの施工日数(日)	278		
鉄 筋 拘 束	考 慮		
コンクリートのヤング係数 ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )	$3.50 \times 10^5$		
	$2.47 \times 10^5$		
備 考		基 本	組 合 せ ケ ー ス

ヒンジ位置での時間依存性変位の解析結果( $t =$  )を表-5.8 に示す。同表に計測値も示しているが、図-5.12 のたわみ計測結果に対して橋脚位置を不動点として補正し、さらに施工記録からクリープたわみに対する上越し量(53mm)を加算した値としている。

解析値は、ケース 1 で計測値の 53%程度、またケース 2 で 86%程度となっている。計測値が竣工 9 年後のものであることを考えると、かなり大きな時間依存性変位が生じていると言える。今後さらにその増加が考えられ、その挙動に十分に注意する必要がある。しかしながら、ここで示した方法によって、時間依存性変位をかなり正確に検証していると考えられる。

閉合後のヒンジ位置での変位の経時変化を図-5.22 に示すが、ケース 2 では、かなり大きな弾性変位が生じている。この変位の影響が、計測値に含まれていることも考えられるが、この点については施工記録で触れられていないので結論付けることが困難である。さ

らに、橋軸方向の時間依存性変位の分布を図-5.23 に示す。ヒンジ部前後で変位挙動が異なるのは、架設方法に関するものである。

表-5.8 時間依存性変位の解析結果 ( t= )  
( 単位 : mm )

	ヒンジ位置 A	備 考
ケース1	8 6	基 本
ケース2	1 4 0	組 合 せ
測 定 値	1 6 3	S.62.12 測定

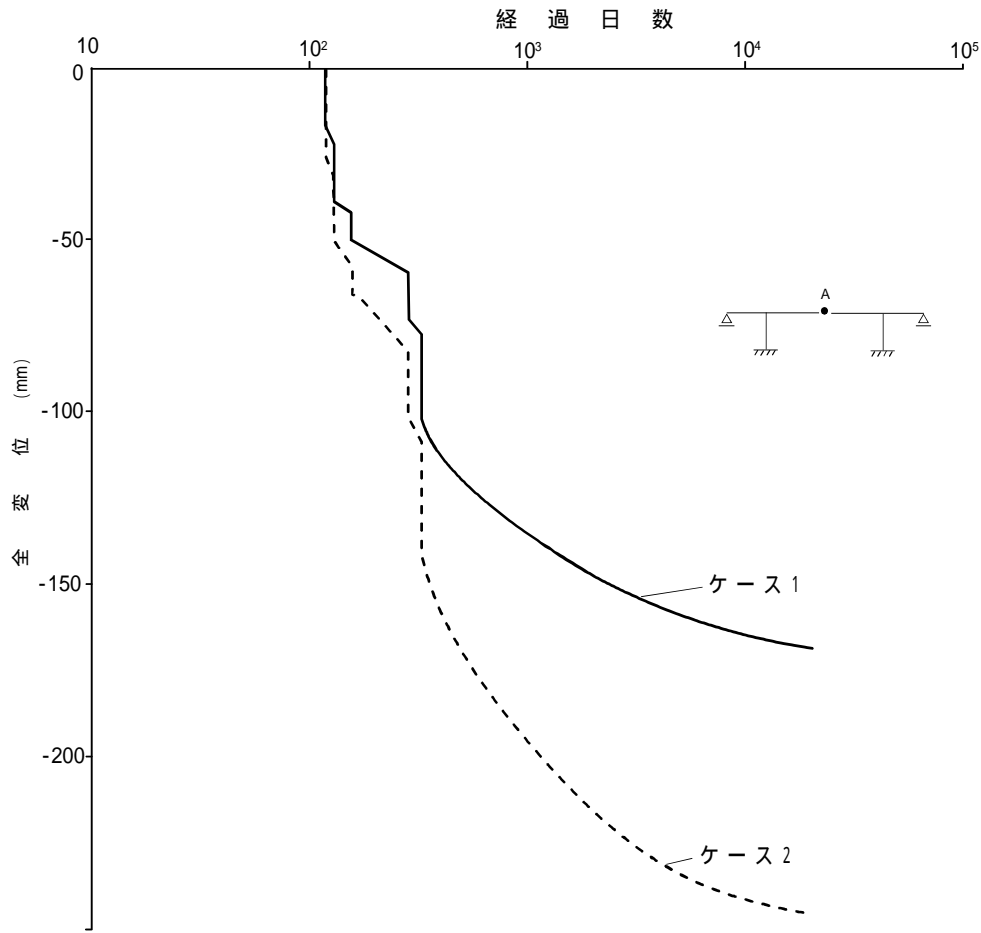


図-5.22 ヒンジ A におけるたわみの経時変化図

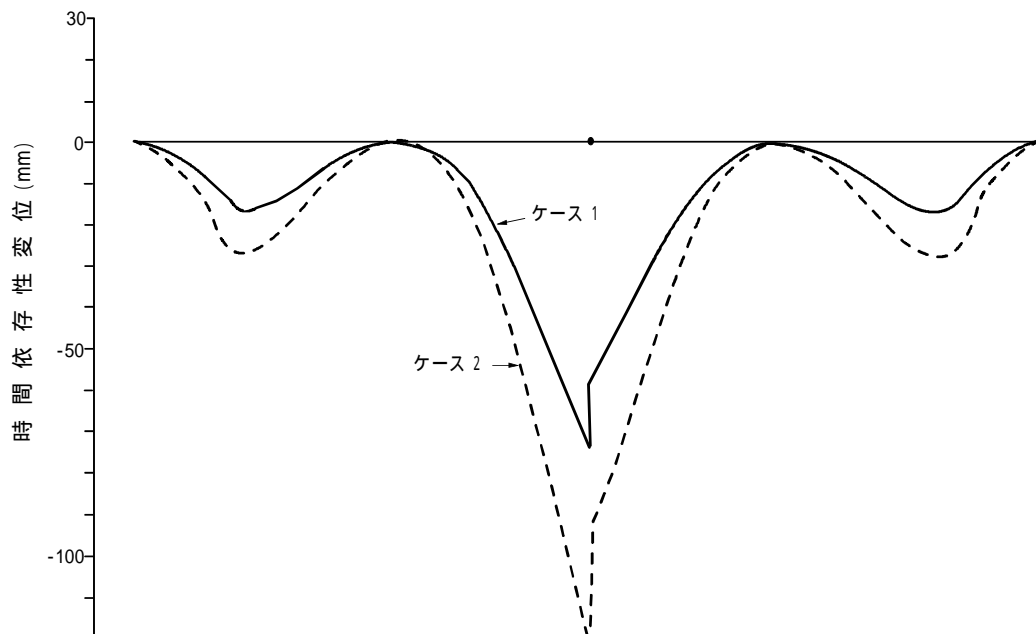


図-5.23 時間依存性変位図

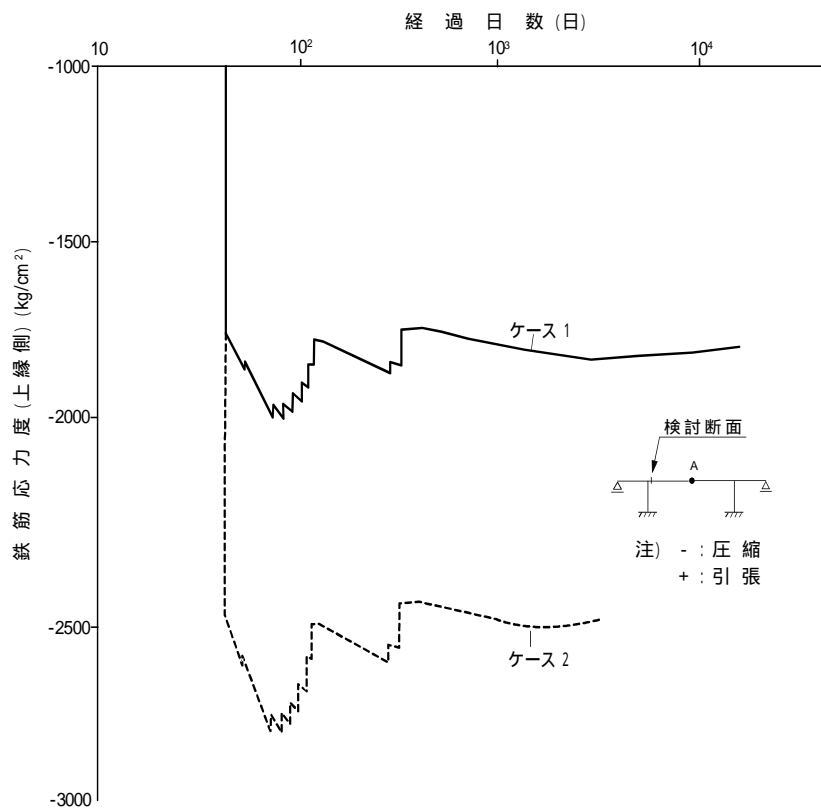
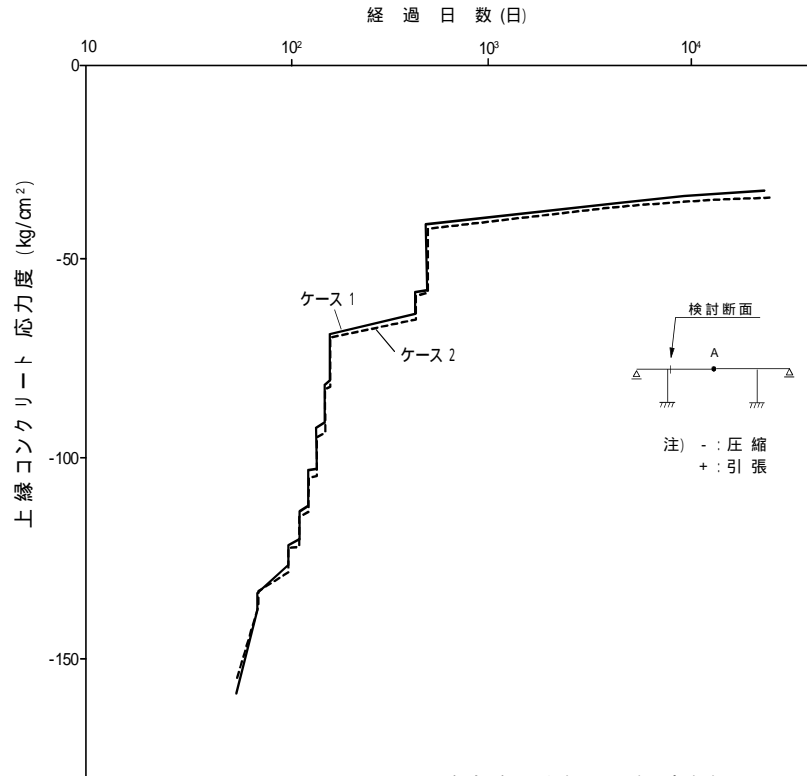
柱頭部断面での断面構成要素の応力応答結果を表-5.9 および図-5.24～5.28 に示す。解析ケースでの応力度の差については、京橋橋とほとんど差異がないが、鉄筋応力度については幾分大きい。また、設計値との比較を行うと、両解析ケースとも危険側の結果を示していると言える。すなわち、PC 鋼材の緊張力損失量が設計値に比して  $10\text{kgf}/\text{mm}^2$  程度大きく見込み、その結果コンクリート上縁の圧縮応力度が  $10 \sim 14\text{kgf}/\text{cm}^2$  程度小さくなっている。この点については、京橋橋と異なる結果となったが、その相違について明確化できていない。しかしながら、本方法によってコンクリートのひび割れ発生に対する性能を十分照査しうるものと考えられる。

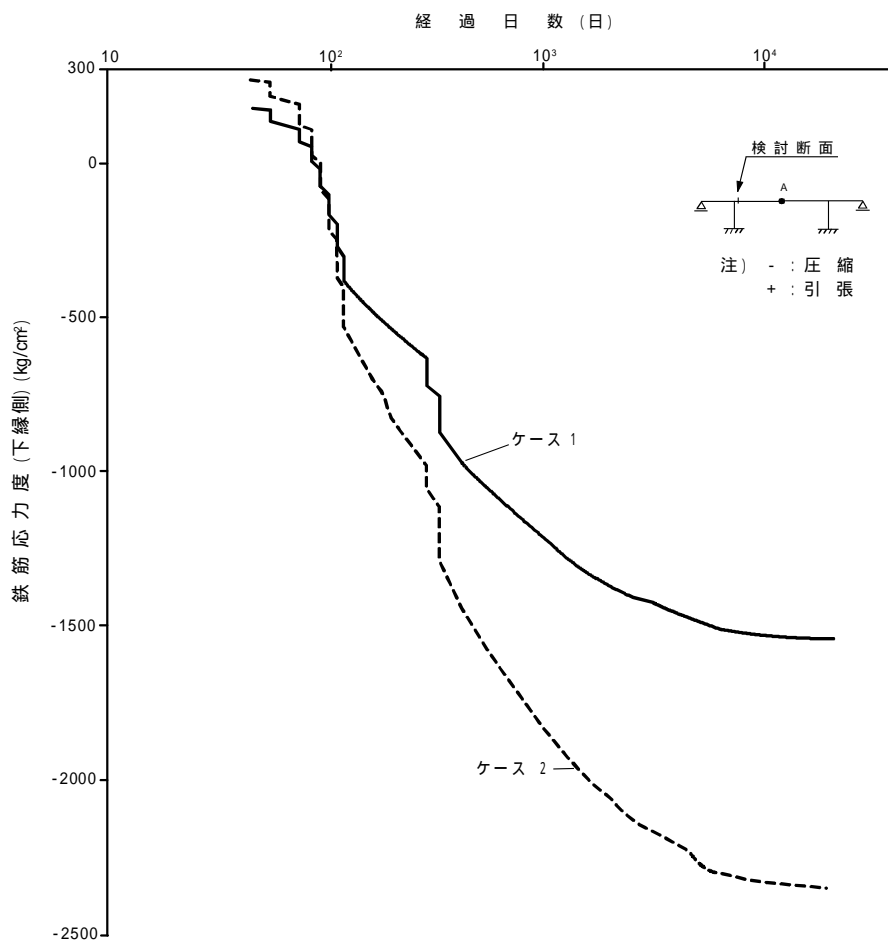
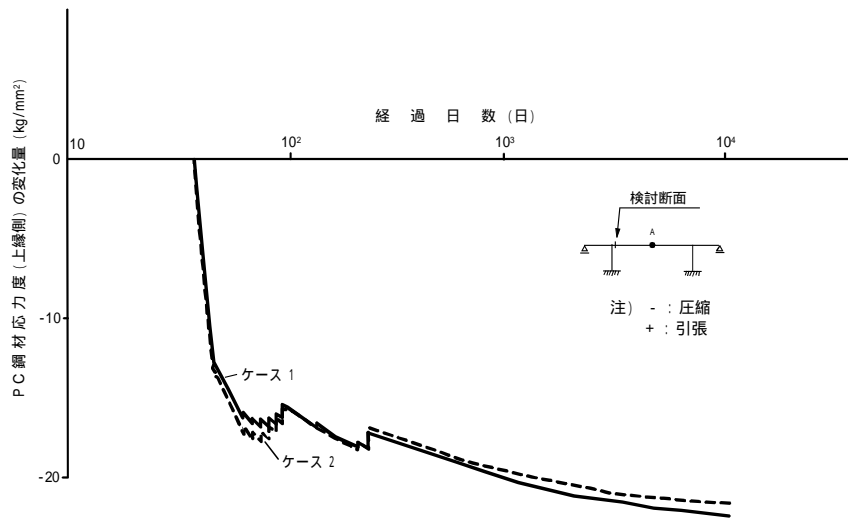
表-5.9 応力度の比較表

(単位 ;  $\text{tf}/\text{m}^2$ )

位置	検討ケースNo. 応力度 の種類	1			2			設計計算値
		定 応 力	変化応力	合 計	定 応 力	変化応力	合 計	
上 縁 コ ン ク リ ー ト		-785	447	-338	-779	480	-299	-436
PC 鋼材(1)(上縁側)		5,256	-27,714	-22,458	7,425	-29,689	-22,214	-12,260
下 縁 コ ン ク リ ー ト		-665	-102	-767	-701	-110	-811	-656

- 注) 1) ( - ) : 圧縮、( + ) : 引張  
 2) PC 鋼材応力度はクリープ・収縮による損失応力度を表す。  
 3) 設計計算における有効プレストレス計算ではコンクリートのヤング係数  $3.5 \times 10^4 \text{kg}/\text{cm}^2$ 、クリープ係数 2.0、収縮度  $150 \mu$ 、レラクセーション 3% としている。





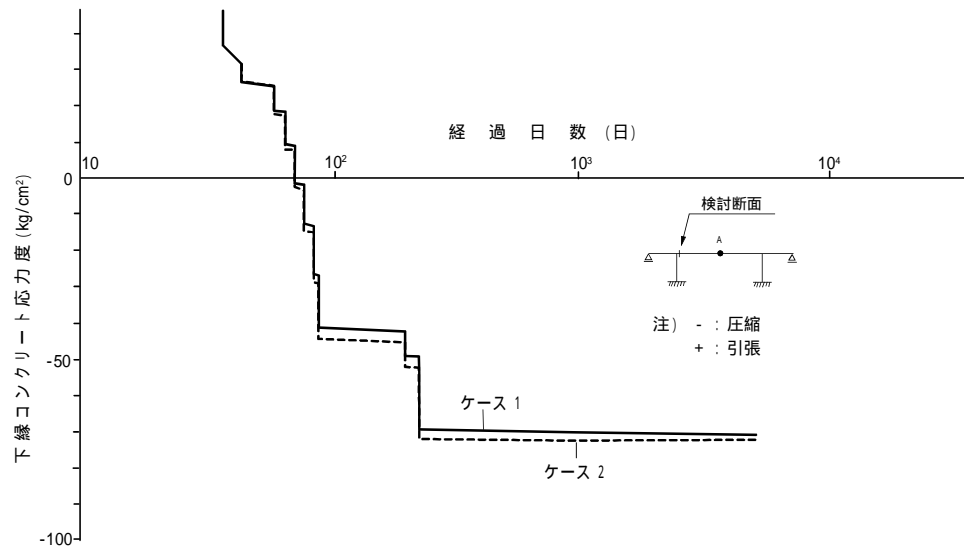


図-5.28 コンクリート応力度（下縁）の経時変化

#### 5.4 まとめ

その構造特性とも言えるたわみに対する鋭敏性を有する、プレストレストコンクリート有ヒンジラーメン橋について、橋梁性能を評価する上で重要なたわみ、ひび割れ発生の照査が、本研究の主題である。まず、コンクリートの時間依存性ひずみなど、構造物の変位を時間とともに変化させる要因を整理し、各要因が及ぼすその影響度を長期たわみ計測結果と対比させて把握した。その結果を踏まえて、たわみ挙動を表現しうる影響要因の組合わせを明らかにした。この最も可能性の高い影響要因の組合わせでの、構造物の応力応答値と許容値、言い換えれば設計値と対比してひび割れ発生に対する性能照査を行った。本研究の成果をまとめると、次のようである。

- (1)時間依存性変位に影響する要因について、その一般的な値を用いて求めると、実橋の実測値の60～70%とかなり小さく見積もる傾向が見られた。
- (2)この影響要因のうち、とくにコンクリートのヤング係数、クリープ係数、さらに収縮ひずみが大きな影響を及ぼすことが明らかとなった。道路橋示方書におけるコンクリートのヤング係数の見直し(現行規定値を85%程度低下させること)を行うことが望ましい。さらに、時間依存性ひずみについては、仮想部材厚に関わる環境条件的係数の妥当性を確認する必要性もある。
- (3)実測たわみ挙動を表現しうる要因の組み合わせでの、構造物の応力応答を求めると、ほぼ設計値に近い傾向を示すことが確認できた。このことから、ひび割れ発生に対する性能を照査する方法として、従来の設計方法(許容応力度法)を用いてもよいようである。
- (4)たわみに対する性能を照査する上で、設計段階で上記の影響要因であるコンクリート特性を正確に見積もることが重要である。さらに、これら要因を精度よく設計計算に取り入れうる手法を一般化することも大切である。本研究に用いた手法の有用性を示したが、今後その一般化を図り、汎用性を持たせることが課題として挙げられる。
- (5)本橋梁形式の構造特性に由来した経済性から、昭和30～40年代を中心に多数建設されてきたが、反面ヒンジ沓の損傷や過大なたわみによる走行性の低下など障害をきたした例も多く報告されている。走行性を重視する高速道路や交通量の多い都市内道路への採用に当たっては、多面的な検討が望まれる。とくに、時間依存性変位の精度よい予測など変位に対する性能の照査が重要である。

本研究では、昭和30年～40年代に多数建設された有ヒンジ橋の橋梁性能を評価する照査方法について検討した。

しかし、プレストレストコンクリート構造の創世期や上記の時代に比して、今日使用材料の高強度化は目覚ましい。本形式橋のような高い精度の時間依存性ひずみの予測が要求される構造形式の採用よりも、高強度材料の使用や不静定次数のより高い構造形式(たとえばラーメン橋)の採用が望ましいと考えられる。なお、要求される高度な設計技術も今日的には十分に確立されている。

参考文献

- 1)たとえば、日本道路協会、“コンクリート道路橋設計便覧”、pp.32、丸善(株)、平成6年2月
- 2)Hanshin Expressway Public Corp. , “DETERIORATION AND REPAIR OF BRIDGE STRUCTURE IN HANSHIN EXPRESSWAY” , pp.33 , 1987.10
- 3)日本道路公団、“中央ヒンジ型式PC橋のたわみ変化調査報告書”、1970.3
- 4)高藤傳・関慎吾、“長大PC道路橋のたわみ特性と補修方法について”、pp.245～274、日本大学理工学研究所所報、第55号、1981.8
- 5)百島祐信、“カンチレバー架設したプレストレストコンクリート橋における断面力および挙動の研究”、土木学会論文集、No.240、pp.113～128、1995.8
- 6)白井士朗他、“越野尾橋の補修工事”、橋梁と基礎、Vol.2、No.5、pp.21～26、1968.5
- 7)酒井和廣、“美陵高架橋の補修”、橋梁と基礎、Vol.17、No.8、pp.86～89、1983.8
- 8)岡田清他監修、“損傷と補修事例にみる道路橋のメンテナンス 阪神高速道路”、pp.90～95、平成5年3月
- 9)上記2)、pp.33～36
- 10)橋場盛他、“PC有ヒンジラーメン橋の時間依存変位に関する検討”、土木学会論文集、No.240/ -21、pp.13、1993.11
- 11)建設コンサルタンツ協会近畿支部、“コンクリート斜張橋の設計上の諸問題に関する検討”、pp.14～17、昭和62年3月
- 12)日本道路協会、“道路橋示方書・同解説 共通編”、平成8年12月
- 13)Neville , A.M. et al , “Creep of Plain and Structural Concrete” , pp.191 , Construction Press , 1983
- 14)上記13)、pp.191～202
- 15)Tadros , M.K. , et al , “Time-Dependent Analysis of Composite Frames” , pp.882 , jour. of St. Div. , ASCE , 1977.4
- 16)阪神高速道路公団、日本材料学会、“コンクリートの基礎性状に関する調査研究(その2)”、pp.140、昭和58年3月
- 17)上記12)、pp.84
- 18) ” Recommendations for Estimate Prestress Losses ” , pp.51 , jour. of PCI , Vol.20 , No.4 , July-Aug. , 1975
- 19)猪俣俊司、“プレストレストコンクリート部材中のPC鋼材のレラクセーション”、プレストレストコンクリート、Vol.14、No.3、1972
- 20)たとえば、W. マクガイア他著、川井忠彦監訳、“マトリックス構造解析”、pp.339～342、丸善(株)、1981
- 21)住友建設(株)、PC長大橋技術研究会編、“PC長大橋の設計と施工”、pp.134、理工図書(株)、昭和45年2月



## 第 6 章

時間依存性ひずみが拡幅されたプレスト  
レストコンクリート橋梁の性能に及ぼす  
影響に関する研究

## 6.1 研究の概要

### 6.1.1 研究の目的

道路の建設にあたっては、計画・設計段階に将来の交通需要を予測した交通容量に基づいて、構造物の規模が決定されるのが一般である。しかし、その後のモータリゼーションを十分に予測しきれずに、既存の改築あるいは新たな路線の建設などがなされることが、しばしば見受けられる。そのような事例として、交通渋滞を緩和する目的などでなされる道路の拡幅が挙げられる。

橋梁は道路を構成する代表的な構造物であるが、上述の道路の拡幅を計画する際には、重要な構造的問題をもたらすことが多く、その解決のために種々の検討がなされている<sup>1)</sup>。その中で取り上げられている課題として、新旧の設計基準の違い、拡幅構造、さらに既設構造物の老朽化対策が挙げられる。本研究は、このうち拡幅構造に関わるもので、とくにコンクリート橋梁に関連したコンクリートの時間依存性ひずみと拡幅橋梁の性能の関係について解析的に明らかにすることを目的としたものである。

橋梁の拡幅方法としては、分離拡幅と一体拡幅とがある。従来、分離拡幅が一般的に採用されてきたが、いわば別々の橋梁を分離させて並設する構造で、上記課題の克服の困難さによるものと思われる。しかし、その結果として、コンクリート橋梁においては、コンクリートの時間依存性ひずみによる既設・新設間の変位差、さらに活荷重によるたわみ差、折れ角が生じ易く、これらによって車両通過時に衝撃的な振動、音が発生すること、また伸縮装置の損傷が著しいと言った管理上の問題を派生させることが多い。

一方、一体拡幅は構造的に結合する形式で、上記の時間依存性ひずみによる新設部の変形が、既設部によって拘束されるために両者に拘束応力が発生する。この影響を把握し、設計的に考慮する必要があるために、その採用が少なかったと言える。

本研究では、維持管理面で優れた一体拡幅構造を採用するにあたって、コンクリートの時間依存性ひずみが拡幅されたプレストレストコンクリート橋梁の性能に如何に影響し、また阻害となる損傷をもたらすかを解析的に明らかにし、さらに性能を確保するための方策を示すことを目的としている。

### 6.1.2 研究の計画

橋梁を拡幅する際に既設構造と新設構造を結合させた一体拡幅構造の優位性については、上述のとおりである。しかし、このような構造形態を採用する上での設計的困難さも多く、体系的な検討がなされていないのが現状であった<sup>1)</sup>。ここでは、以下のような研究計画を立案し、一体拡幅橋梁(以下、拡幅橋梁と略記)の設計的困難さを克服し、その性能の確保、かつ照査のための手法を明らかにする。なお、コンクリートの時間依存性ひずみの影響が顕著に生じることが予想されるプレストレストコンクリート橋梁を研究対象とする。

- (1) 新設コンクリートの時間依存性ひずみとその拡幅工事を考慮した施工要領について記述する。さらに、一体拡幅後に残存する時間依存性ひずみと拡幅橋梁の要求性能を明

らかにし、その照査のための新たな手法の必要性についてまとめる。

- (2) 新たな性能照査の手法として、3次元的な変形挙動を対象とした方法を提案する。このことによって、同一構造面内に時間依存性ひずみが生じる部材と生じない部材が混在することによる解析的煩雑さが解消できる。また、モデル化による簡略化の必要性がなくなり、性能照査の高度化が図れる。
- (3) コンクリートの時間依存性ひずみと拡幅橋梁の力学的挙動の関係について把握し、一体拡幅する時期が拡幅橋梁に及ぼす影響について考察する。さらに、性能を確保するための適切な一体拡幅する時期を明らかにする。

## 6.2 拡幅プレストレストコンクリート橋梁の性能の照査手法

### 6.2.1 拡幅プレストレストコンクリート橋梁の要求性能

プレストレストコンクリート橋梁を拡幅する工事では、供用交通に既設部を解放しながら、限られた施工空間を有効に使って如何に完成させるかが、施工計画における重要な課題となっている。個々の橋梁が持つ固有の施工環境を考慮して計画されるが、一般的な施工順序は図-6.1 のようである。すなわち、既設橋梁に隣接して新設部の主要部分を新設橋梁と同様な方法で施工し、コンクリートの時間依存性ひずみの進行を待つ。適切な放置後、一体化部の横桁および床版を施工して一体拡幅構造を完成させる。なお、この新設部を既設部と結合するまでの放置する期間を一体化する時期と呼んでいる(以下、一体化時期と略記)。実施例では、主桁のプレストレス導入後6カ月程度、放置されて一体化されているようである<sup>1)</sup>。

コンクリートの時間依存性ひずみが終了するまでには少なくとも数年の期間を要し、十分な放置期間を確保することは、工事の周辺環境に及ぼす影響、工事の工期、さらに経済的な側面などを考えると甚だ困難であると言わざるをえない。放置期間を短縮し一体化時期を早めると、時間依存性ひずみは終了せず、一体化後に残存することとなる。

この残存した時間依存性ひずみによる変形が、既設部によって拘束され、新たな変形・応力を既設部および新設部に生じさせる。場合によっては、ひび割れや過大な変形等の損傷をもたらすこともありうるが、これらの損傷は一体化時期に深く関係すると言える。

このように拡幅プレストレストコンクリート橋梁の時間依存性ひずみに関わる性能を阻害する要因としては、一体化に伴うひび割れおよび変形が挙げられる。したがって、この要求性能に対する照査は、コンクリートのひび割れ発生、過大な変形の有無を確認することであると言える。

残存した時間依存性ひずみによって拡幅橋梁は、同一面に時間依存性ひずみの進行がほぼ終了した既設部と、未終了な新設部が存在する構造形態となる。このうち、クリープによる変形は主に鉛直面内に、また収縮による変形は水平面内に生じ、かつこれらの変形が上述のように既設部によって拘束さ

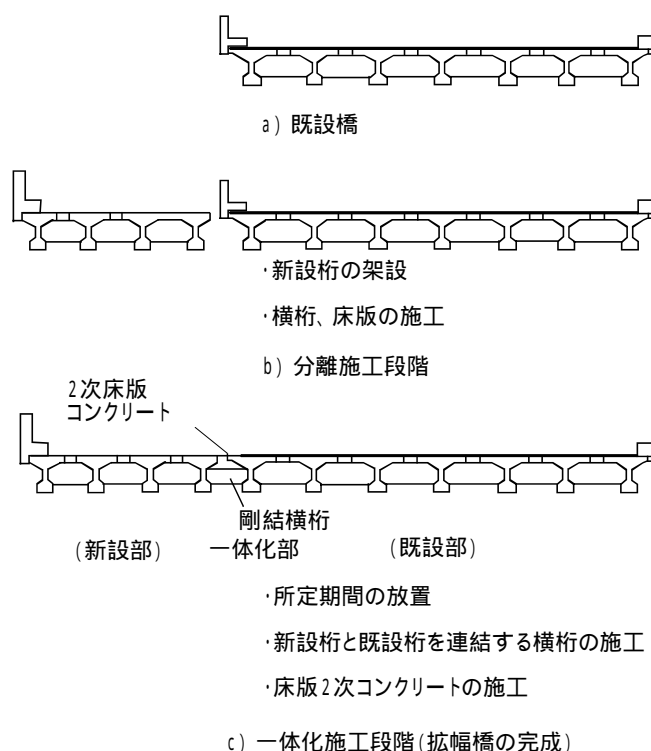


図-6.1 拡幅プレストレストコンクリート橋梁

れて複雑な挙動を示すことが予想される。

このような3次元的な挙動を考慮するためには、これまで研究してきた構造と異なったモデル化が必要である。本研究では、3次元平面骨組構造に拡幅プレストレストコンクリート橋梁をモデル化し、それを用いて時間依存性ひずみに対する性能の照査あるいは確保のための一体化時期の検証を解析的に実施する。

### 6.2.2 性能照査のための解析的手法

コンクリートの時間依存性ひずみに対する解析手法として、これまでに述べた逐次法を用いる。本節では、とくに3次元構造への適用について記述する<sup>2),3)</sup>。問題とする時間までを幾つかの時間間隔に分割し、各時間間隔に発生するひずみ増分に基づく応力増分を繰返し計算によって求める(図-6.2 参照)。このように各時間間隔の応力および変位を求積する段階的積分法によるが、本研究ではコンクリートのヤング係数に関わるエイジング特性は、材齢6ヶ月程度の一体化後を対象としているので考慮していない。

時間  $t_i (=t_i - t_{i-1})$  における部材の剛性方程式は、次式のように表される<sup>4)</sup>。なお、断面定数を算出する際には断面内の鉄筋、PC鋼材の影響を考慮している。また、断面の弱軸(y軸)に関しては、時間依存性ひずみの影響がほとんどなく、したがって強軸(z軸)に関し

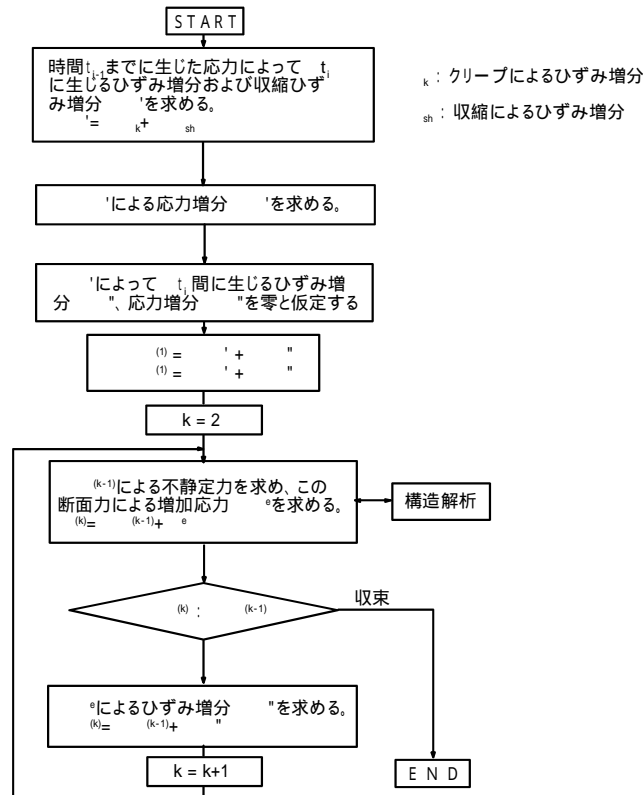


図-6.2 各時間間隔における計算フロー

$$\{f\} = [k]\{u\} + \{f_e\} - \{f_0\} \quad (6.1)$$

ここで、

$$\{f\} = \{N_{xj} \quad S_{yj} \quad S_{zj} \quad T_{xj} \quad M_{yj} \quad M_{zj} \quad N_{xk} \quad S_{yk} \quad S_{zk} \quad T_{xk} \quad M_{yk} \quad M_{zk}\}^T$$

; 節点力ベクトル

$$[k] = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix}; \text{部材の剛性マトリックス}$$

$$\{\delta\} = \{\delta_{xj} \quad \delta_{yj} \quad \delta_{zj} \quad \theta_{xj} \quad \theta_{yj} \quad \theta_{zj} \quad \delta_{xk} \quad \delta_{yk} \quad \delta_{zk} \quad \theta_{xk} \quad \theta_{yk} \quad \theta_{zk}\}^T$$

; 節点変位ベクトル

$\{f_e\}$ ; 等価節点力ベクトル

$\{f_0\}$ ; 初期力ベクトル

なお、部材剛性マトリックスの部分マトリックスは、式(6.2)のとおりである。

$$[k_{11}] = \begin{bmatrix} \frac{E_i A}{L} & & & & & \\ 0 & \frac{12E_i I_z}{L^3} & & & & \\ 0 & 0 & \frac{12E_0 I_y}{L^3} & & & \\ 0 & 0 & 0 & \frac{G_i J}{L} & & \\ 0 & 0 & \frac{-6E_0 I_y}{L^2} & 0 & \frac{4E_0 I_y}{L} & \\ 0 & \frac{6E_i I_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4E_i I_z}{L} \end{bmatrix} \quad \text{symm.}$$

$$[k_{22}] = \begin{bmatrix} \frac{E_i A}{L} & & & & & \\ 0 & \frac{12E_i I_z}{L^3} & & & & \\ 0 & 0 & \frac{12E_0 I_y}{L^3} & & & \\ 0 & 0 & 0 & \frac{G_i J}{L} & & \\ 0 & 0 & \frac{6E_0 I_y}{L^2} & 0 & \frac{4E_0 I_y}{L} & \\ 0 & \frac{-6E_i I_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4E_i I_z}{L} \end{bmatrix} \quad \text{symm.}$$

$$[k_{12}] = [k_{21}] = \begin{bmatrix} \frac{-E_i A}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{-12E_i I_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{-6E_i I_z}{L^2} \\ 0 & 0 & \frac{-12E_0 I_y}{L^3} & 0 & \frac{6E_0 I_y}{L^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{-G_i J}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{-6E_0 I_y}{L^2} & 0 & \frac{2E_0 I_y}{L} & 0 \\ 0 & \frac{6E_i I_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2E_i I_z}{L} \end{bmatrix} \quad (6.2)$$

ここで、

$A$ ; 部材断面の断面積

$I_z, I_y$ ; それぞれ部材断面の断面2次モーメント

$J$ ; 部材断面のねじり定数

$L$ ; 部材長

$E_i, G_i$ ; それぞれ時間 $\Delta t_i$ でのヤング係数、せん断弾性係数

$$E_i = \frac{E_{i-1}}{1 + \Delta\phi_i}, G_i = \frac{G_{i-1}}{1 + \Delta\phi_i}$$

$E_0, G_0$ ; それぞれ当初載荷時間( $t=t_0$ )でのヤング係数、せん断弾性係数

時間依存性ひずみの進行が終了している既設部の部材に関しては、上式中の材料定数を  $E_i=E_0$ 、 $G_i=G_0$  とする。また、時間  $t_i$  でのせん断弾性係数については、次のように考えている。すなわち、ねじりクリープの場合のクリープ係数は、圧縮クリープと同様に仮定する。

$$\phi = \frac{\theta_k}{\theta_e} \quad (6.3)$$

ここで、

$\theta_e$ ; 弾性ねじり回転角

$\theta_k$ ; クリープによって生じたねじり回転角

しかし、ねじりクリープ係数に関するデータは少なく、必ずしも明らかとなっていないのが現状であり、圧縮クリープと関連させて考えることとする。せん断弾性係数とヤング係数を関係付けるポアソン比について、2.4.1 で述べたようにクリープポアソン比が弾性ポアソン比に等しいとすると、式(6.2)の関係がえられる<sup>5)</sup>。

初期力ベクトル $\{f_0\}$ は、新設部に関しては、クリープおよび収縮に分けてそれぞれ以

下のように求められる。ただし、既設部に関しては、時間依存性ひずみの進行が終了していると仮定しているので  $\{f_0\} = \{0\}$  とする。

収縮によって断面内に生じる内部応力を初期力として構造解析するが、前述 3.2.2 の方法によって求められる。

$$\begin{aligned}\Delta P_{sh} &= E_c \cdot A_c \cdot \Delta \varepsilon_{sh} \\ \Delta M_{sh} &= \Delta P_{sh} (y_c - y_v)\end{aligned}\quad (6.4)$$

ここで、

$A_c$ ; コンクリート純断面積

$y_c, y_v$ ; それぞれ参照軸から純断面図心、換算断面図心までの距離

$\Delta \varepsilon_{sh}$ ; 時間  $\Delta t_i$  におけるコンクリートの収縮ひずみの増分

さらに、その部材軸に沿う分布を直線と仮定し、かつ部材軸を含む鉛直面内(図-6.3 に示す x-y 平面)でのみ変形が生じるとして仮想仕事の原理<sup>6)</sup>によって、その初期力ベクトル  $\{f_0\}_{sh}$  を求める。

$$\{f_0\}_{sh} = \begin{Bmatrix} N_{xj} \\ S_{yj} \\ S_{zj} \\ T_{xj} \\ M_{yj} \\ M_{zj} \\ N_{xk} \\ S_{yk} \\ S_{zk} \\ T_{xk} \\ M_{yk} \\ M_{zk} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -\Delta N_j \cdot (1 - \gamma_N / 2) \\ -\Delta M_j \cdot \gamma_M / L \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -\Delta M_j \\ \Delta N_j \cdot (1 - \gamma_N / 2) \\ \Delta M_j \cdot \gamma_M / L \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \Delta M_j \cdot (1 - \gamma_M) \end{Bmatrix}\quad (6.5)$$

ここで、

$$\gamma_N = 1 - \Delta N_k / \Delta N_j$$

$$\gamma_M = 1 - \Delta M_k / \Delta M_j$$

$\Delta N_j, \Delta N_k$ ; それぞれ j, k 端での軸力 ( $\Delta P_{sh}$ )

$\Delta M_j, \Delta M_k$ ; それぞれ j, k 端でのモーメント ( $\Delta M_{sh}$ )

クリープに対しても断面内に生じる内部応力は、前述のように同様に求められる。



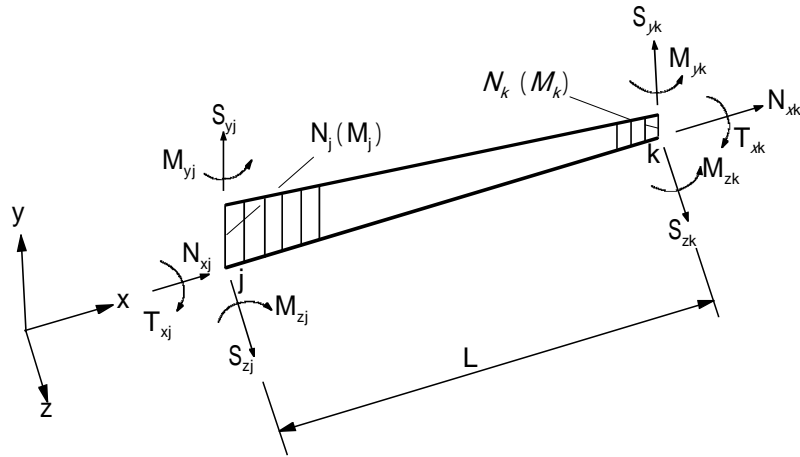


図-6.3 内部応力の部材軸に沿う直線分布の仮定

$$\Delta P_k = E_i \cdot \left\{ \Delta \varepsilon_{k,u} \cdot A_c - (\Delta \varepsilon_{k,u} - \Delta \varepsilon_{k,l}) \cdot G_c / H \right\} \quad (6.6)$$

$$\Delta M_k = \Delta P_k \cdot (\eta - y_v)$$

$$\eta = \frac{\Delta \varepsilon_{k,u} \cdot G_c - (\Delta \varepsilon_{k,u} - \Delta \varepsilon_{k,l}) \cdot I_c / H}{\Delta \varepsilon_{k,u} \cdot A_c - (\Delta \varepsilon_{k,u} - \Delta \varepsilon_{k,l}) \cdot G_c / H}$$

ここで、

$I_c, G_c$ ; それぞれ純断面定数で、参照軸に関する断面2次、1次モーメント

$H$ ; 部材高

$\Delta \varepsilon_{k,u}, \Delta \varepsilon_{k,l}$ ; それぞれ時間 $\Delta t_i$ における断面上縁および下縁のクリープひずみの増分

初期力ベクトルは、収縮の場合と同様に求められる。なお、ねじりに関しては、時間 $t_i$ に生じるねじり回転角の増分に対して考慮している。

$$\{f_0\}_k = \begin{Bmatrix} N_{xj} \\ S_{yj} \\ S_{zj} \\ T_{xj} \\ M_{yj} \\ M_{zj} \\ N_{xk} \\ S_{yk} \\ S_{zk} \\ T_{xk} \\ M_{yk} \\ M_{zk} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -\Delta N_j \cdot (1 - \gamma_N / 2) \\ -\Delta M_j \cdot \gamma_M / L \\ 0 \\ -\Delta T \\ 0 \\ -\Delta M_j \\ \Delta N_j \cdot (1 - \gamma_N / 2) \\ \Delta M_j \cdot \gamma_M / L \\ 0 \\ \Delta T \\ 0 \\ \Delta M_j \cdot (1 - \gamma_M) \end{Bmatrix} \quad (6.7)$$

ここで、

$$\gamma_N = 1 - \Delta N_k / \Delta N_j$$

$$\gamma_M = 1 - \Delta M_k / \Delta M_j$$

$$\Delta T = G_i \cdot J \cdot \Delta \theta$$

$\Delta N_k, \Delta N_j$ ; それぞれj, k端での軸力( $\Delta P_k$ )

$\Delta M_k, \Delta M_j$ ; それぞれj, k端でのモーメント( $\Delta M_k$ )

$\Delta \theta$ ; 時間 $\Delta t_i$ でのねじり回転角の増分

### 6.3 拡幅プレストレストコンクリート橋梁の性能確保のための解析的検討

#### 6.3.1 対象橋梁および解析上の仮定

本検討の対象橋梁として、我が国において代表的なプレストレストコンクリート橋であるT桁橋を取り上げる<sup>1)</sup>。図-6.4に対象とする耳原橋の拡幅構造図を示す。本橋梁の拡幅順序は図-6.1のとおりである。研究を進めるにあたって、次のような解析上の仮定を設けた。

新設桁のPC鋼材のリラクセーションは、導入直後に終了するものとする。

新設桁のコンクリートの時間依存性ひずみに関する予測は、道路橋示方書<sup>7)</sup>に基づく。

解析モデル等を簡略化するために、新設桁にプレストレスを導入した直後に架設され、かつ横組工がなされて、格子構造が形成されているとする(図-6.5 参照)。

さらに、連結横桁および2次床版の施工によって一体化され、拡幅構造が完成するとする(図-6.5 参照)。

図-6.5の解析モデルにおける境界条件を表-6.1のように設定する。

新設部の横方向の収縮を無視する。

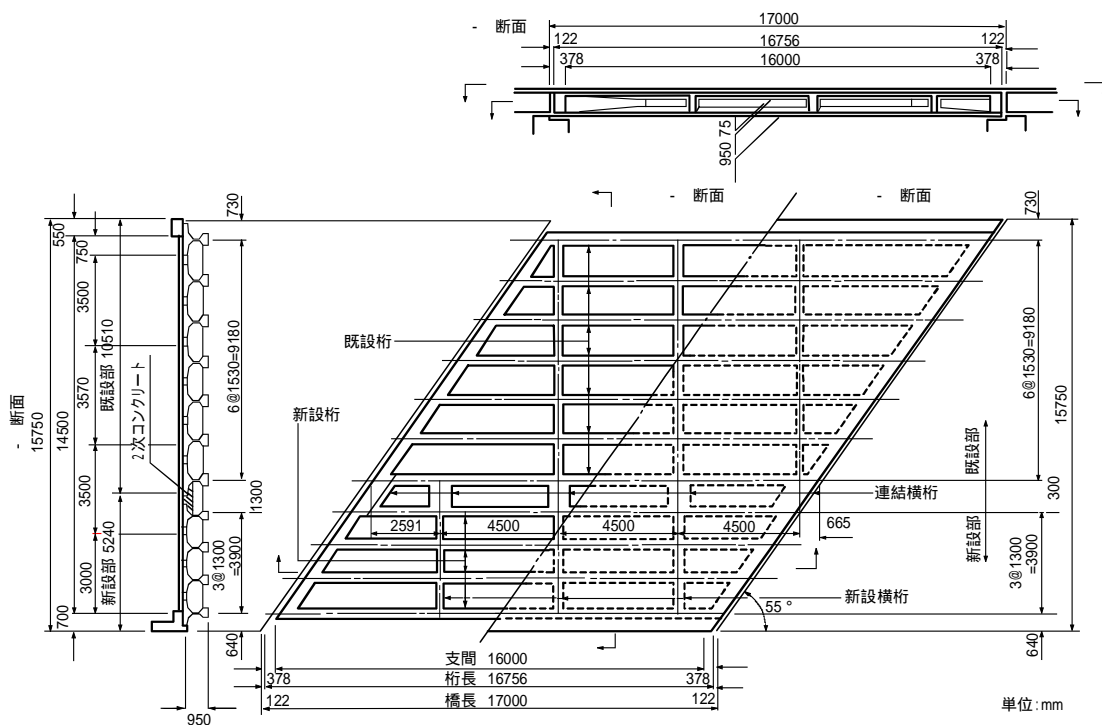


図-6.4 拡幅構造

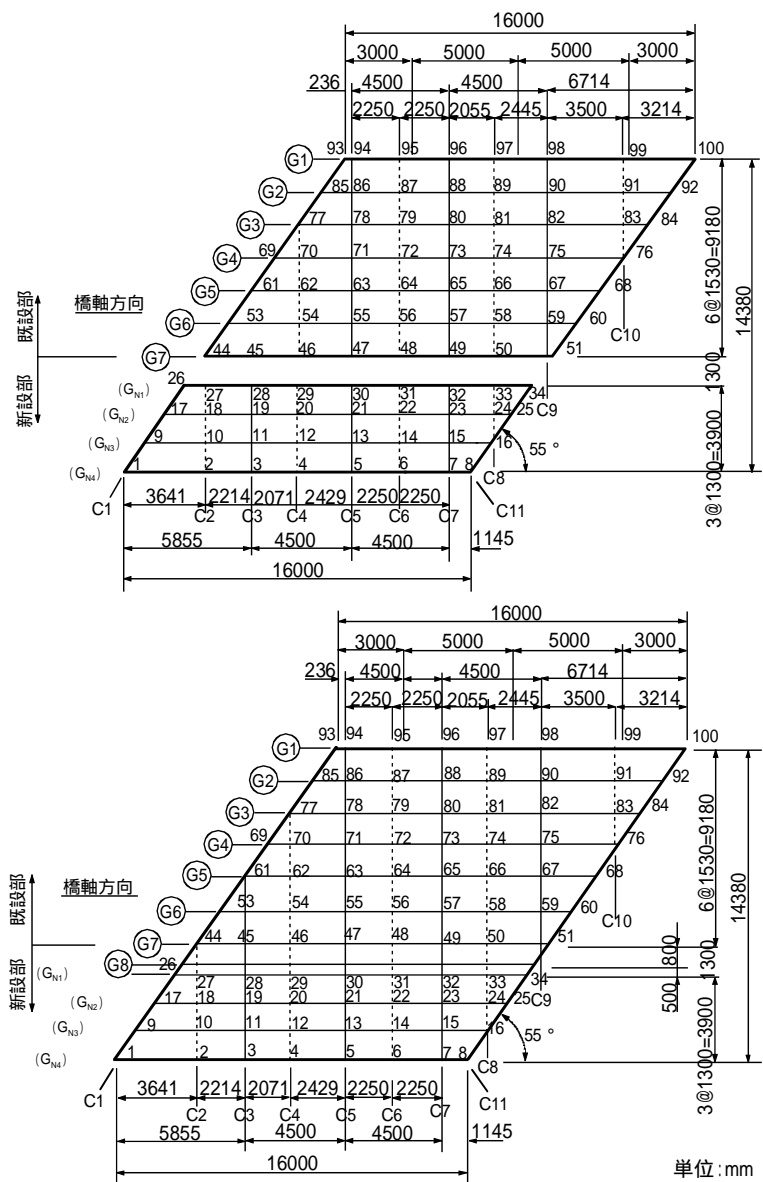


図-6.5 解析モデル

表-6.1 構造解析における境界条件

項目	鉛直方向	橋軸方向	橋軸 直角方向
格点No.	Z	X	Y
1	固定	固定	固定
8	"	自由	"
9, 17, 26, 44, 53, 61, 69, 77, 85, 93	"	固定	自由
16, 25, 34, 52, 60, 68, 76, 84, 90, 100	"	自由	"
35, 43	自由	"	"

拡幅プレストレストコンクリート橋梁の性能に大きく寄与する要因は、前述のように一体化後に残存する時間依存性ひずみの大きさであり、したがって一体化時期であると言える。この一体化時期を表-6.2のように変化させて拡幅橋梁の性能に及ぼす影響を明らかに

することとした。同表のように、各検討ケースとも新設桁へのプレストレス導入は材令 4 日とし、その間湿潤養生されるものとする。また、2 次床版コンクリート打設後 2 日で硬化して一体化が完成し、その後 1 カ月で橋面工が終了するとしている。さらに、計算終了を材齢 50 年とし、構造系および荷重の変化を考慮した各計算ステップでの時間分割数も示している。

拡幅橋梁に用いるコンクリート、とくに連結横桁および 2 次床版に用いるコンクリートの性能等に関して実験的検討がなされている<sup>8)</sup>。しかし、主桁コンクリートは、標準的な早強セメントを用いたコンクリート(スランプ 5~10cm)を考え、架橋場所の環境も一般的な条件下(20℃、70%R.H.)を想定した。図-6.6 に示す新設桁コンクリートの時間依存性ひずみの予測結果は、図-6.7 のとおりである。

表-6.2 検討ケースと一体化における主要時間

	一体化における主要時間(日)				一体化時期 (月)
	t	t	t	t	
ケース A	4	34	84	18,254	1
ケース B	"	124	154	"	4
ケース C	"	154	184	"	5
ケース D	"	184	214	"	6

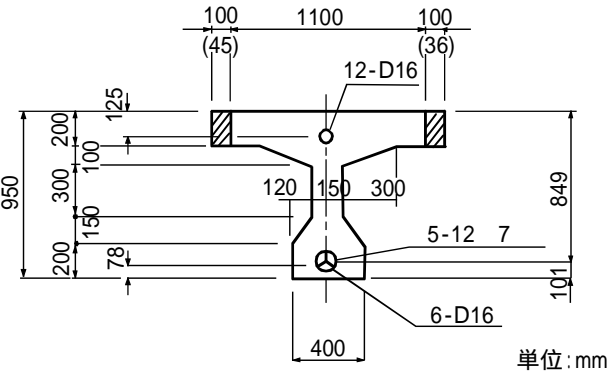
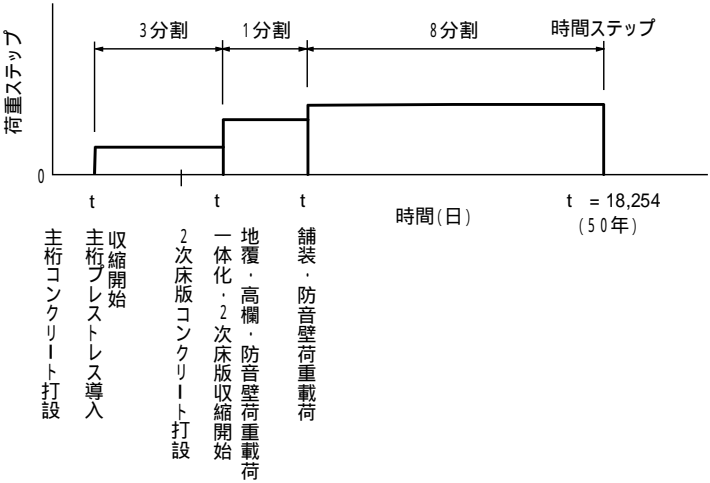
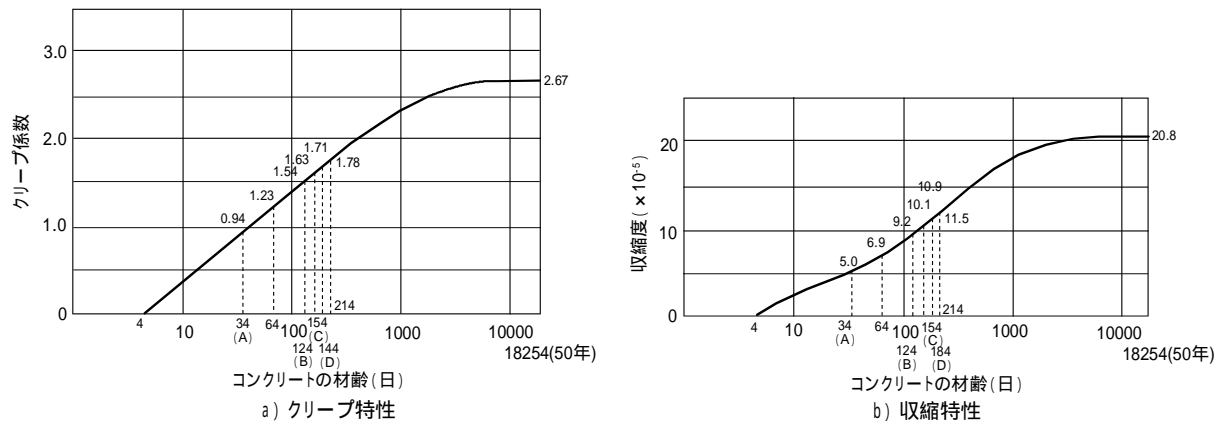


図-6.6 新設桁の形状および鋼材の配置



注) 記号(A)～(D)は表-6.2の各ケースの $t$ を示す。

図-6.7 新設桁  $G_{N2}$  のクリープ、収縮特性 (No.21 断面)

### 6.3.2 一体化時期と性能の照査および確保に関する検討

#### (1) 構造一体化と構造応答との関係

新設および既設桁の一体化時期と変位応答の関係を、図-6.8～6.10 および表-6.3 に示す。

図-6.8 に示した新設桁の変位は、プレストレス導入直後の変形状態を基準とし、上向きおよび図-6.5 の左方向(すなわち、桁短縮の方向)の変位を正で表現している。表-6.3 にも示すように、変位量そのものはそれほど小さくなく、一体化時期が早いほど一体化後の時間依存性ひずみによる変位が小さいことがわかる。既設桁の変位もごくわずかしき生じていない、一体化時期の相違による差異は認められない(図-6.9 参照)。

一体化時期 6 カ月(ケース D)における平面的な変形モードを図-6.10 に示したが、新設桁の短縮が顕著に見られ、それによる全体的な回転も生じている。また、鉛直面の変形については、境界条件の影響も現れているが、新設桁がクリープ変位によって上向きに変形している。しかし、既設部は若干ではあるが、下方に変形しているのが特徴的である。

つぎに応力応答であるが、図-6.11 および 6.12 に解析結果を示す。新設桁のうち、既設桁に近い桁  $G_{N2}$  では、ケース B～D の最終応力度はほぼ同じ値となっているが、ケース A の一体化時期 1 カ月の場合には、上記より  $2\text{kgf/cm}^2$  程度圧縮応力が小さく、一体化による拘束引張応力の影響が幾分大きい。既設桁と最も離れた桁  $G_{N4}$  では、各ケースともほぼ一致した最終応力度を示している。既設桁に関しても、図-6.12 のように一体化時期の影響が新設桁に近い  $G_7$  桁に幾分見られる程度である。これらの結果から、一体化時期の相違が応力に及ぼす影響は少ないと言える。

第6章 時間依存性ひずみが拡幅されたプレストレスト  
コンクリート橋梁の性能に及ぼす影響に関する研究

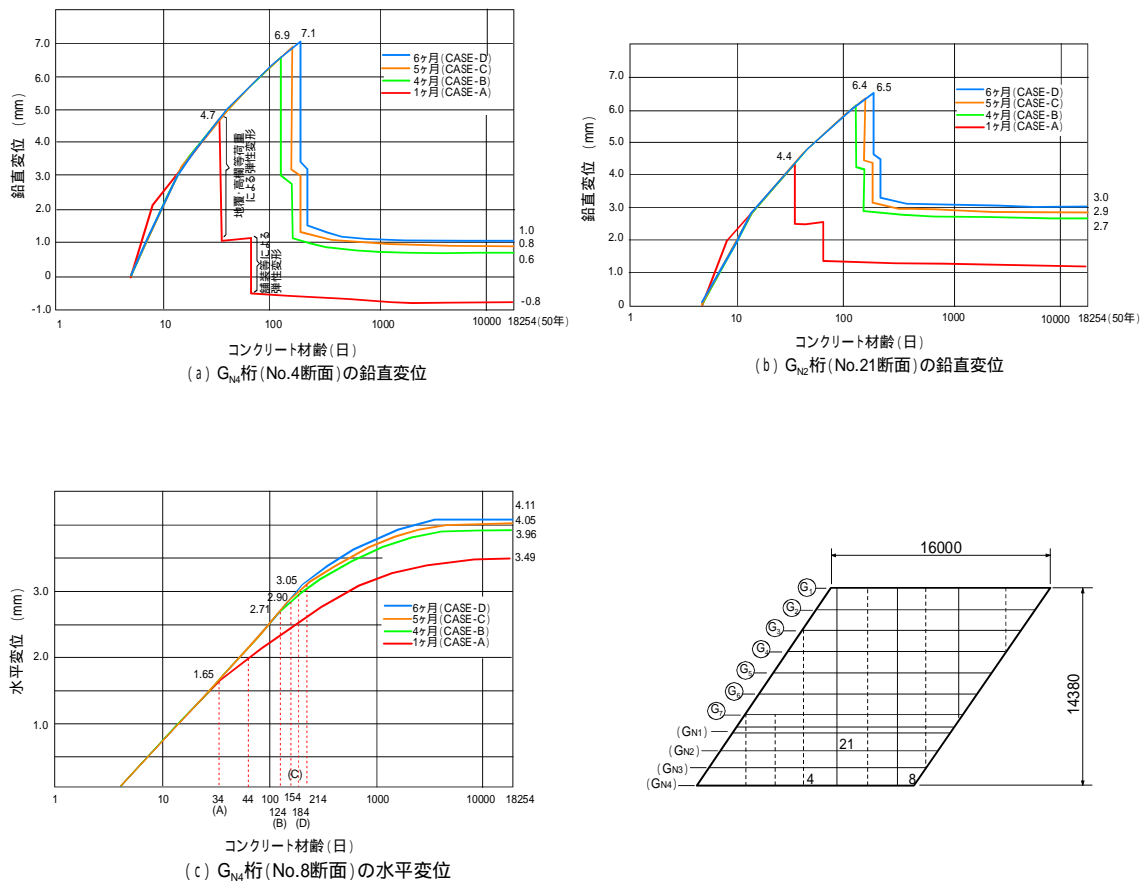


図-6.8 新設桁の変位と時間との関係

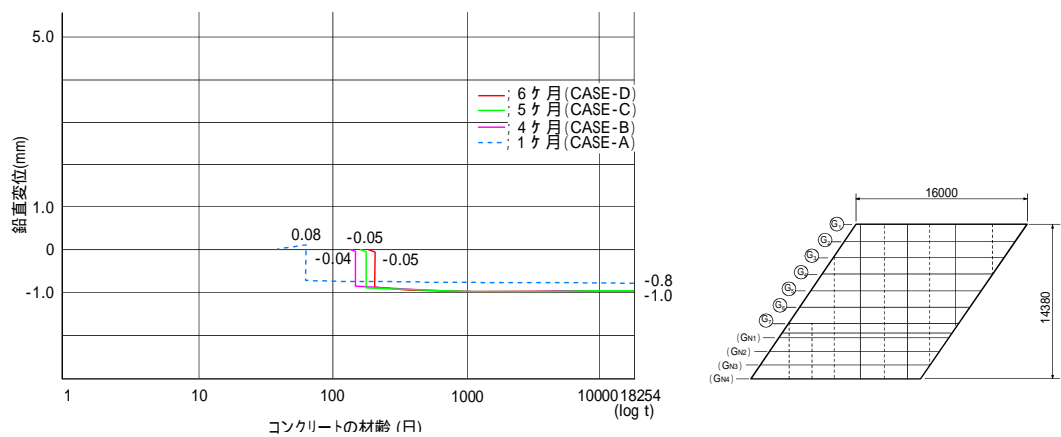


図-6.9 既設桁 ( $G_7$  桁、48 断面) の変位

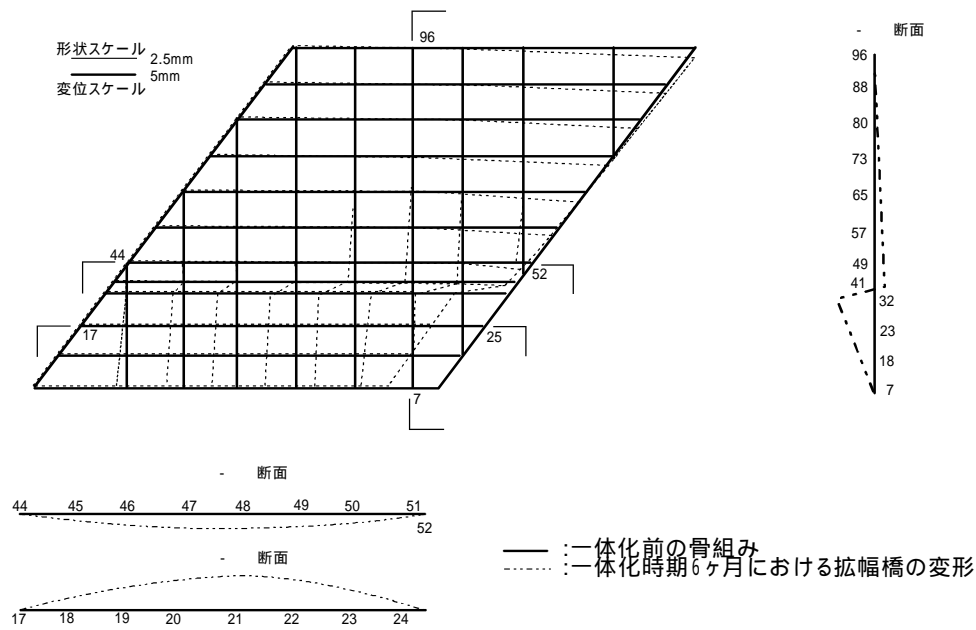


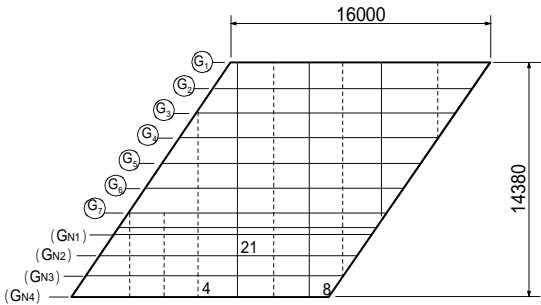
図-6.10 一体化時期6ヶ月における拡幅橋の変形

表-6.3 一体化後のクリープ、収縮による変位

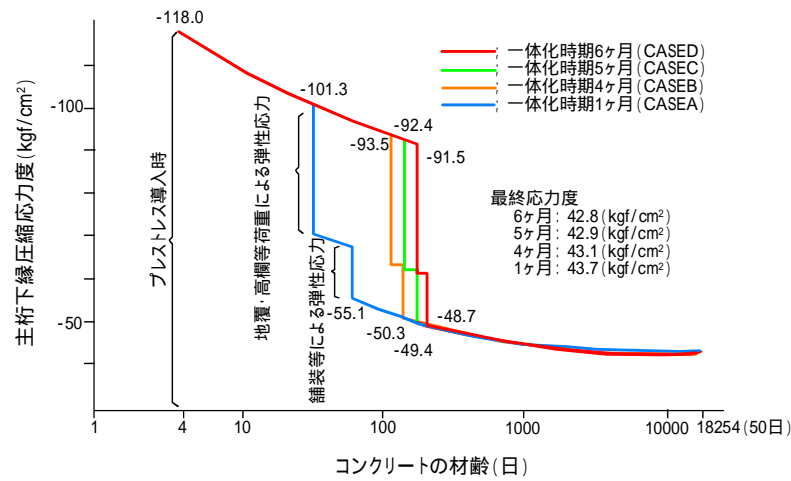
(単位:mm)

	鉛 直 変 位		水 平 変 位
	G <sub>N4</sub> (No.4 断面)	G <sub>N2</sub> (No.21 断面)	G <sub>N4</sub> (No.8 断面)
C A S E - A	0 . 1	0 . 0	1 . 8 5
C A S E - B	0 . 7	0 . 4	1 . 2 5
C A S E - C	0 . 7	0 . 4	1 . 1 5
C A S E - D	0 . 7	0 . 4	1 . 4 6

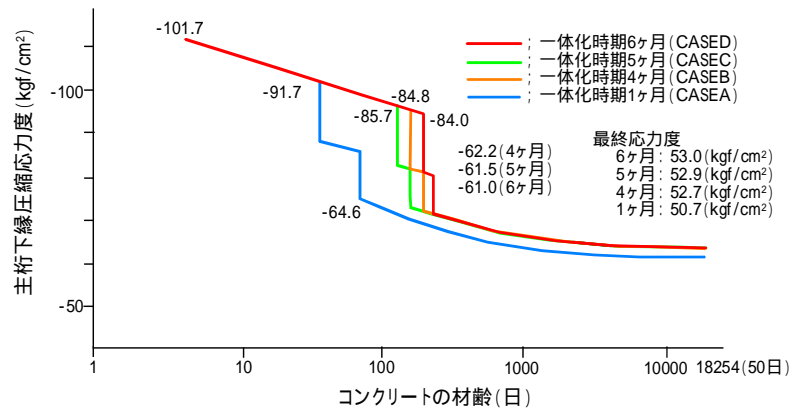
注) 鉛直変位の正の値は上向きの変位を示す。







(a) G<sub>N4</sub>桁 (No.4断面)



(b) G<sub>N2</sub>桁 (No.21断面)

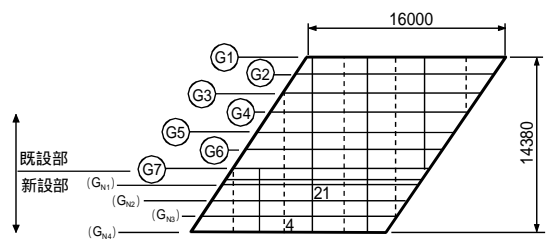


図-6.11 新設桁の応力度～時間曲線

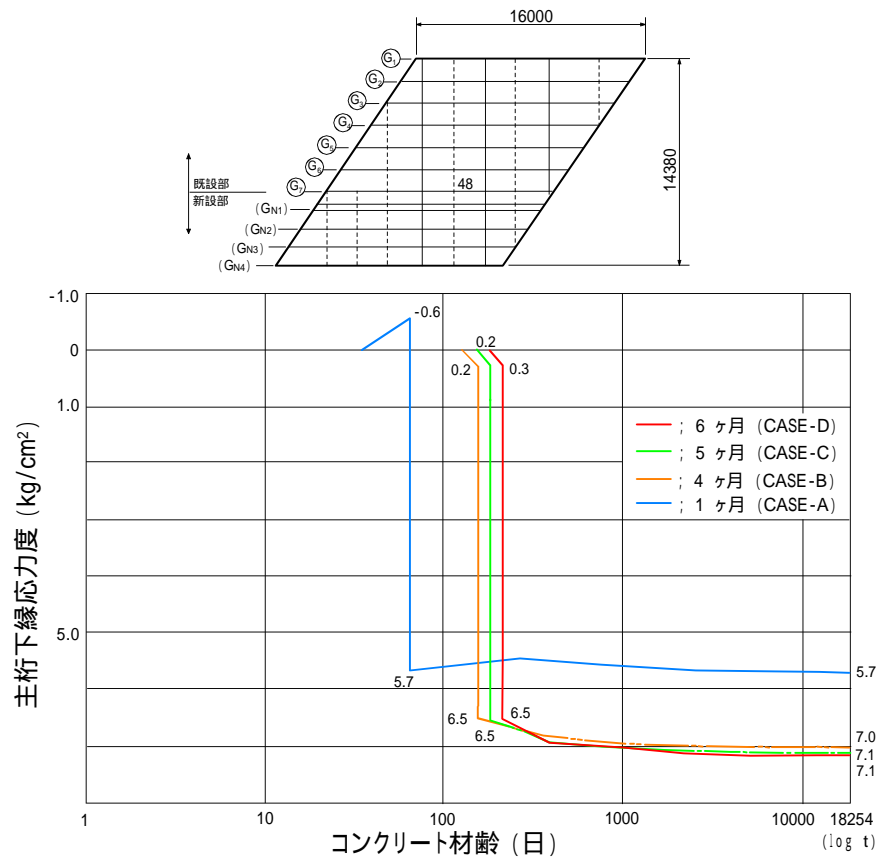


図-6.12 既設桁 (G<sub>7</sub> 桁 No.48 断面) の応力度

## (2) 一体化時期と性能との関係

一体化時期が主桁の変位および応力に関わる性能に及ぼす影響は、上記のようにほとんどないと言える。しかし、図-6.10 に示した拡幅橋梁全体としての変形モードから、既設部と新設部を結合させている2次床版に変形が集中していることが窺い知れる。このことから、この部材への応力的な集中が考えられる。図-6.13 は2次床版に発生する引張および水平せん断応力と一体化時期の関係を示すが、一体化時期が早いほど水平せん断応力は大きくなるが、引張応力は小さくなる傾向が見られる。

RC 構造である2次床版にとっては、これら発生応力のうち軸引張応力が性能を評価する上で重要な要因となる。そこでケース B について、2次床版コンクリートの収縮が生じないものとして解析すると、2次床版に生じる軸力は引張から圧縮方向に変化するが、水平せん断力はほとんど変化しない結果がえられた。このことから、2次床版に発生する引張応力は、そのコンクリートの収縮による変形が新旧部材によって拘束されるために、またせん断応力は一体化後の新設部の収縮による変形が既設部に拘束されることによって発生するものと考えられる。

このように2次床版には、一体化時期によってかなり大きな引張あるいは水平せん断応

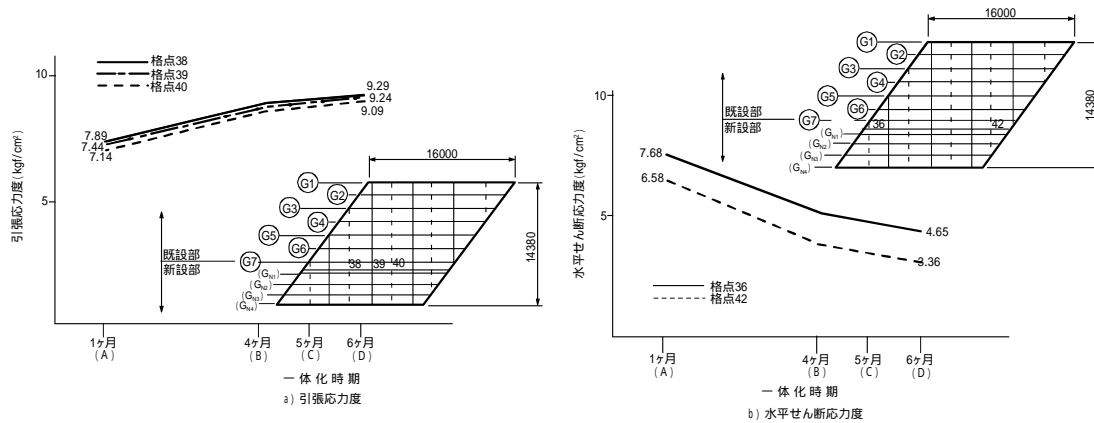


図-6.13 一体化時期と2次床版応力度の関係

力が発生すると言え、場合によってはひび割れなどが生じうる。したがって、拡幅橋梁の時間依存性ひずみに対する性能を照査する上での一つの項目と考える。また、一体化時期を必要以上に遅らせることが、必ずしも性能を確保する上での施工的な配慮とはならないとも言える。

さらに、新設桁コンクリートの収縮特性を変化させて、既設部端横桁の応力と一体化時期の関係について明らかにした。その結果を図-6.14に示すが、同図のケース1～3は収縮特性のみを変化させたもので、その他の条件は上述6.3.1と同様である。ケース1は上記ケースA～Dに該当している。ケース2は収縮ひずみの基本値をケース1の85%に低減したもので、ケース3は収縮が生じないと仮定している。

この結果から、既設部端横桁の応力は新設桁の収縮特性によってかなりの影響を受けることが明らかである。現行設計の考え方に従えば、ケース1では一体化時期を6カ月以上に、ケース2では4カ月以上にしなければならない。しかしながら、ケース3では1カ月でも可能であると言える。このように新設桁コンクリートの収縮特性が一体化時期に大きく影響し、性能を確保する上でその改善が重要であり、さらに早期の一体化も可能となる。

以上のように、拡幅プレストレストコンクリート橋梁の時間依存性ひずみに対する性能の照査は、ひび割れに関するものが重要で、一般的なプレストレストコンクリートに用いられているコンクリートでは、一体化時期を4～6カ月とすることで性能の確保が可能である。また、新設桁および2次床版に用いるコンクリートの収縮特性を改善し、収縮量を低減することによってより早期の一体化を可能にすることができると結論付けられる。

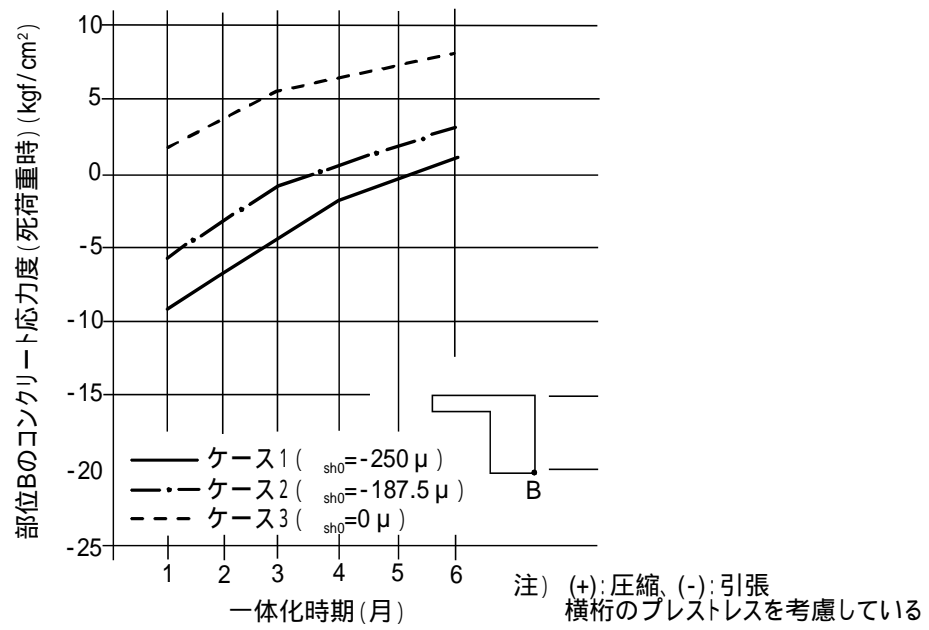


図-6.14 既設部端横桁の応力度と一体化時期との関係

#### 6.4 まとめ

道路の改築に伴って橋梁の拡幅計画がなされることが多い。その際、既設部と新たに建設される新設部を結合して一体的な構造とすることによって、維持管理を含めて優位性が発揮できる。しかし、新設部コンクリートの時間依存性ひずみが、このような一体拡幅橋梁の性能の評価指標であるひび割れや変形にどのように影響するかを明らかにする、性能照査の手法が確立されていないのが現状である。さらに、性能を確保するための必要な一体化までの期間を明らかにすることは、この種の橋梁の設計・施工における重要な課題である。

本研究では、拡幅工事の施工順序を反映させて、一体化後に残存する時間依存性ひずみと性能の要求事項である一体化時期を明らかにすることを目的として、照査手法を開発するとともに拡幅橋梁の時間依存性ひずみに対する構造的な応答、性能確保のための適切な一体化時期について研究を行った。プレストレストコンクリートT桁を対象に、一体化時期を1～6カ月に変化させ、解析的な検討を加えて以下のような結論をえた。

- (1) 一体化時期が新設および既設桁の応力・変位に及ぼす影響は、それほど顕著ではない。
- (2) 一体拡幅によって既設部で最も応力的に危険となる部材は端横桁である。現行設計法と同様にフルプレストレス部材として設計するには、実施例のように一体化時期6カ月以上が必要となる。
- (3) 一体化部である2次床版には、2次床版コンクリートの収縮によって引張応力が、また新設桁の収縮によって水平せん断応力が生じる。一体化時期が早いほど、水平せん断応力は大きくなるが、引張応力は小さくなる傾向がある。RC構造である2次床版に対しては、一体化時期を必要以上に遅らせるとひび割れの発生も予想される。
- (4) 拡幅橋の時間依存性ひずみに対する性能には、新設部である桁および2次床版コンクリートの収縮特性が大きく寄与する。橋梁上部工工事に一般的に用いられるコンクリートでは、4～6カ月の一体化時期が性能確保の上で妥当であると考えられる。
- (5) しかし、収縮の生じないコンクリートが実用化されれば、一体化時期1カ月でも可能となる。コンクリートの収縮特性の改善が強く望まれる。

参考文献

- 1) 高速道路技術センター、“名神高速道路(改築)橋梁構造物の改築に関する基本事項検討報告書”、昭和63年3月
- 2) 橋場盛他、“PC 拡幅橋の一体化時期に関する解析的検討”、pp.33～38、橋梁と基礎、1994.4
- 3) Hashiba, M. et.al., “Analytical Study on Prestressed Concrete Widened Bridge without Longitudinal Joint”, pp.1359～1366, FIP Symposium, 1993
- 4) たとえば、J.S.シェムニスキー著、山田嘉昭・川井忠彦訳、“マトリックス構造解析の基礎理論”、pp.54～75、(株)培風館、1971
- 5) Bazant, Z.P., “Prediction of Concrete Creep Effects Using Age-Adjusted Effective Modulus Method”, pp.212～217, jour. of ACI, 1972.4
- 6) たとえば、W.マクガイア他著、川井忠彦監訳、“マトリックス構造解析”、丸善(株)、1981
- 7) 道路協会、“道路橋示方書・同解説 コンクリート橋編”、pp.85～90、昭和53年1月
- 8) 山本忠守他、“高速道路の拡幅工事に用いる特殊コンクリートの試験”、pp.59～67、セメント・コンクリート、NO.538、1991.12

## 第 7 章

時間依存性ひずみが鋼・コンクリート  
複合構造物の性能に及ぼす影響に関する研究

## 7.1 研究の概要

### 7.1.1 研究の目的

首都圏や関西圏などで湾岸地域の埋め立て地を連ねるように道路網が形成されている。このような建設環境下では、軟弱な地盤、河川や港湾施設などの路下の交差物を勘案して長大橋梁が採用されることが多い。その代表的な橋梁形式として鋼床版箱桁が挙げられる。一方、橋梁上の自動車防護柵には、橋梁の形式とは関係なく標準物が管理者ごとに制定されている。一般には、鉄筋コンクリート製の防護柵(以下、RC 壁高欄あるいは RC 高欄と略記)が採用されている。その理由としては、経済性や衝突などに対する補修・補強の容易性などが挙げられている。

しかし、RC 高欄の鉄筋腐食によるコンクリート片の剥落など耐久性に関わる問題が提起され、コンクリート構造物の耐久性として社会問題ともなり、対策が実施されている。この RC 高欄の耐久性に関わる別の問題として、上述の鋼床版箱桁と組み合わせた場合、建設時に多数のひびわれが発生する現象があり、その原因を明らかにして対策を施すことが重要な設計・施工上の課題として取り上げられている<sup>1), 2), 3)</sup>。これらの性能に対する要求事項を満足する RC 高欄を設計・施工する必要性があるのみではなく、建設段階で発生することの重大性を認識してその原因を明らかにし、その材料および構造的な改良について研究する意義は大きいと言える。

本研究では、鋼床版箱桁上の RC 高欄を、鋼・コンクリートの複合構造物と見なして、そのひび割れに関して発生の状況および原因の推定、試験施工による構造および材料的な改良効果の確認、さらに耐久性に対する実験的検証について述べる。これらはコンクリート構造物のひびわれに対する性能に関する研究で、その性能を確保した RC 高欄の構造を明らかにすることを目的としたものである。

### 7.1.2 研究の計画

本章では以下のような研究計画を立て、鋼床版箱桁上の RC 高欄のひび割れに関する性能を系統的に検討し、その確保のための構造を明らかにすることを目的としている。

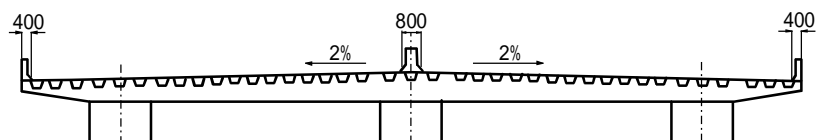
- (1) 鋼床版箱桁上の RC 高欄の性能に関わる要求事項を現地踏査などによって明らかにするとともに、その阻害要因である原因を推定するために解析的検討を加える。
- (2) 試験施工によって、RC 高欄の材料のおよび構造的改良案の良否を検証する。
- (3) RC 高欄の性能を解析的に照査する手法を提案する。
- (4) 照査結果に基づいて RC 高欄の標準化を図り、さらに実験的検証によって性能を確認し、耐久性を明らかにする。



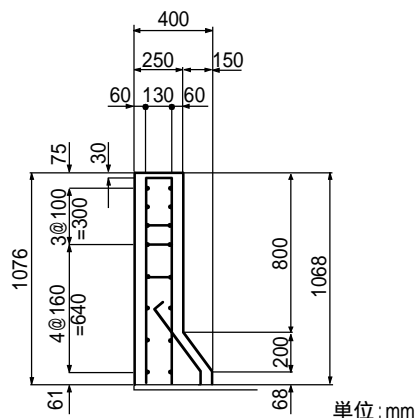
## 7.2 性能に関する要求事項および性能阻害に対する対策

### 7.2.1 性能に関する要求事項

鋼床版へのRC高欄の取り付けは、高欄の主筋である鉛直方向の鉄筋を鋼床版に溶植させ、さらにその他の鉄筋を組み立ててコンクリートを打設することによってなされている。図-7.1にその概要を示す。橋軸方向には連続した構造であるが、支点上では伸縮目地が、またほぼ10m程度の間隔で収縮目地、いわゆるVカット目地が採用されている。なお、これらの目地構造のうち、伸縮目地は配力筋である横方向鉄筋を切断して、30mm程度の厚さの目地材を挿入した構造である。使用コンクリートは普通コンクリートが一般である。



a) 鋼床版箱桁断面図



b) RC高欄断面図

図-7.1 鋼床版上のRC高欄の構造概要

このような鋼床版上のRC高欄に、建設時に多数のひび割れが発生した。図-7.2は、そのひびわれ状況を示す一例である。後述する新淀川橋梁（3径間連続鋼床版箱桁形式 表-7.3参照）の場合、コンクリート打設後約2年の時点で、ひび割れが高欄天端から地覆まで貫通するような形状で、平均間隔0.47m、平均幅0.16mmのびび割れが発生していた<sup>1)</sup>。

このように供用開始前にかかなり大きなひび割れが密に発生して、RC高欄の耐久性や景観性に大きな問題を提起した結果となった。コンクリート高欄のひび割れは、明らかに耐久性に関わる性能を阻害するもので、ひび割れ幅を制限することが要求される。また、多数のひび割れはその景観にとって好ましくなく、できるだけ抑制することが望まれる。

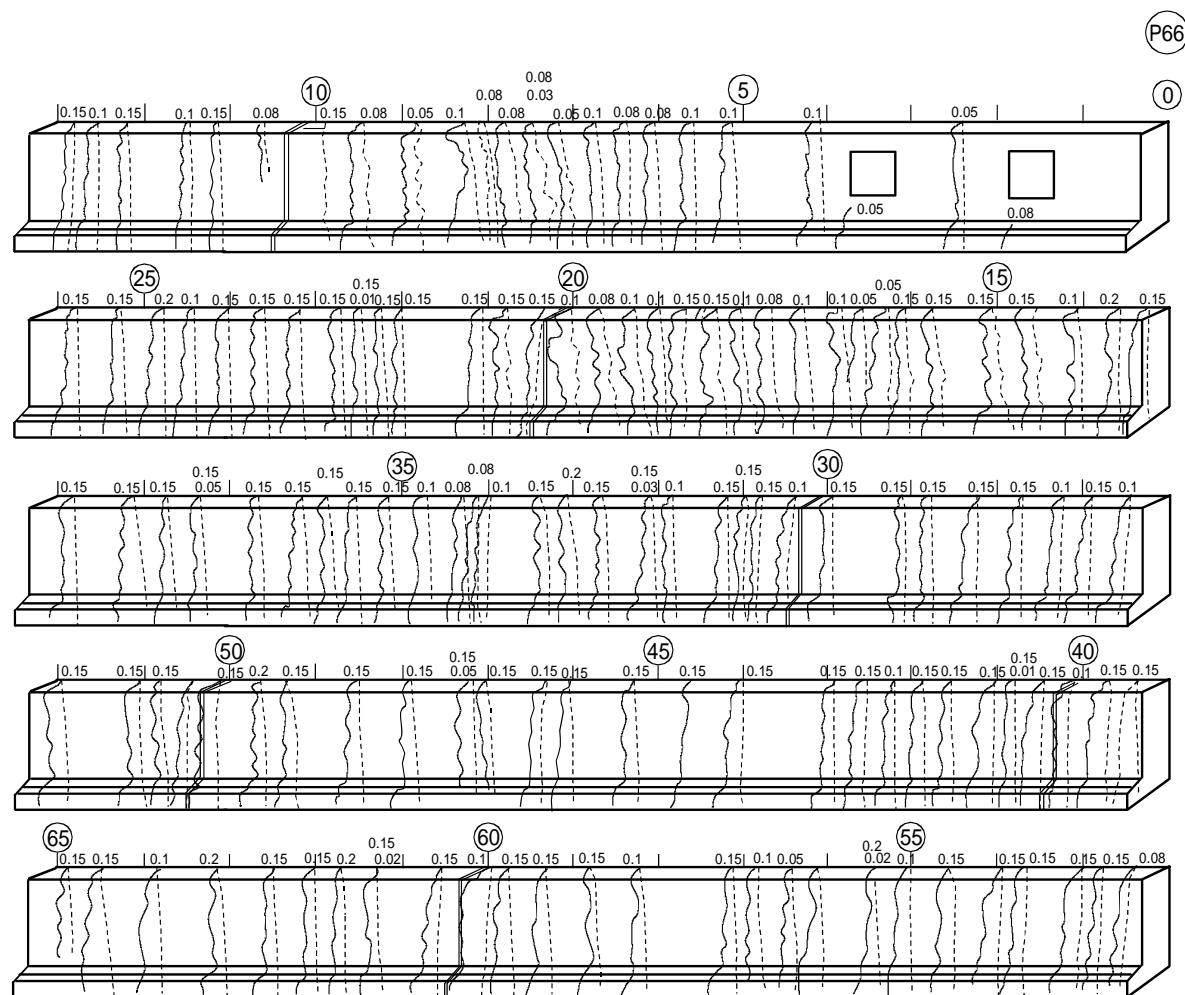


図-7.2 新淀川橋梁の高欄ひび割れ状況

凡 例

- 0.1 ひび割れ幅(mm)
- ハンドホールボックス
- 収縮目地
- ⑤ 橋脚P66からの距離

### 7.2.2 性能の阻害要因の推定

鋼床版上の RC 高欄に、建設段階で発生するひび割れの原因として施工に関わる要因も考えられるが、ここでは鋼床版上の RC 高欄という固有の建設環境に関わるものについて推定する。その阻害要因としては、鋼床版上の RC 高欄と言う、言い換えれば、鋼とコンクリートの複合構造的な特性と、使用材料であるコンクリート特性が挙げられる。

コンクリート高欄にひび割れが発生するメカニズムを推定すると、次の2つが考えられる。

高欄コンクリートの収縮が鋼床版箱桁によって拘束されることによって生じる。もちろん、この拘束応力はコンクリートのクリープによって緩和することを考慮する必要がある。

建設段階では、鋼床版上に舗装がなされておらず、直射日光等による鋼床版箱桁の温度上昇に起因する変形を RC 高欄が拘束することによって生じる。この場合、明らかに RC 高欄に比して比熱の小さい鋼部材の温度上昇量が大きいために<sup>4)、5)、6)</sup>、鋼部材の変形が支配的になる。

このような要因に対して解析的手法を用いた推定を行うために、鋼床版箱桁上の RC 高欄を図-7.3 に示すようにモデル化する。本モデルでは、同図 b)のように RC 高欄と鋼床版箱桁との接合面での水平方向の相対変位を許容し、また同図 c)のように伸縮目地をバネ部材で表現している。これらのモデルを用いて鋼床版箱桁と RC 高欄を橋軸方向にセグメント化して部材特性を考慮した解析を行う。

上記（コンクリートの時間依存性ひずみ）に対する収縮応力解析には、前章までに示した逐次法を適用する。また、上記（コンクリートおよび鋼部材の温度変化）に対する温度応力解析では、収縮解析法を改良して行う。以下に、その解析手法の概要を示す<sup>7)</sup>。

#### (1) 収縮応力解析法

収縮解析における各時間間隔での収束計算は図-7.4 のように行うが、その際構造解析は上述のモデル化を反映させたマトリックス構造解析による。図-7.3 の断面力と変位の定義に従って、セグメント要素の剛性方程式を、RC 高欄と鋼床版箱桁との接合面(ここでは、参照軸と呼称する)に関して表すと次式のようにになる。

$$\{f\} = [k]\{u\} + \{f_e\} - \{f_0\} \quad (7.1)$$

ここで、

$$\{f\} = \{N_{c1} \quad N_{s1} \quad S_1 \quad M_{c1} \quad M_{s1} \quad N_{c2} \quad N_{s2} \quad S_2 \quad M_{c2} \quad M_{s2}\}^T$$

；節点力ベクトル

$[k]$ ; 要素剛性マトリックス

$$\{u\} = \{u_{c1} \quad u_{s1} \quad v_1 \quad \theta_{c1} \quad \theta_{s1} \quad u_{c2} \quad u_{s2} \quad v_2 \quad \theta_{c2} \quad \theta_{s2}\}^T$$

；節点変位ベクトル

$\{f_e\}$ ; 等価節点力ベクトル

$\{f_0\}$ ; 初期力ベクトル

ここでは、外荷重を対象としていないので、 $\{f_e\} = \{0\}$  である。

要素剛性マトリックスは、一般部および伸縮目地部に分けて示すと、次式のようにになる。

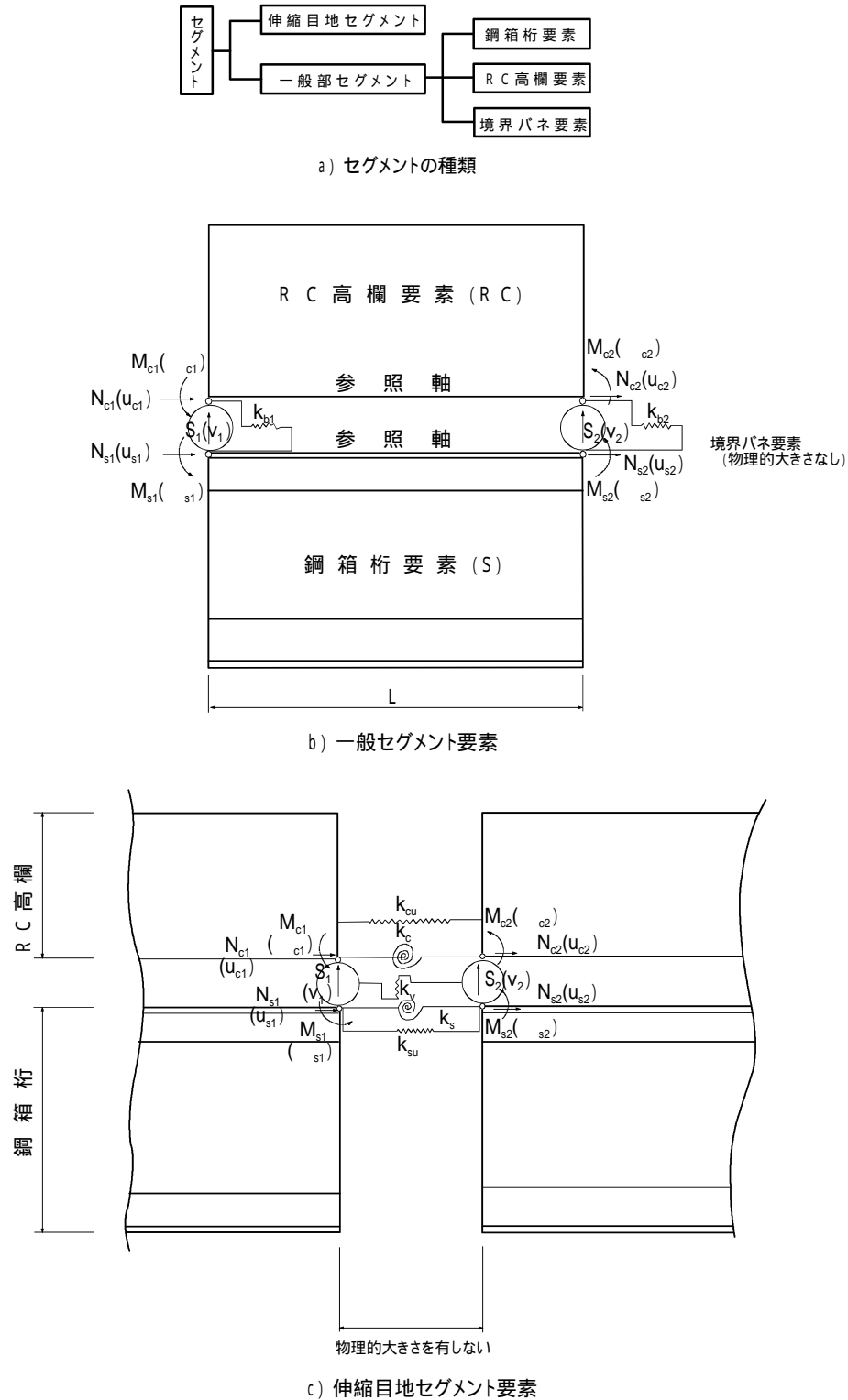


図-7.3 セグメント要素の変位・断面力の定義

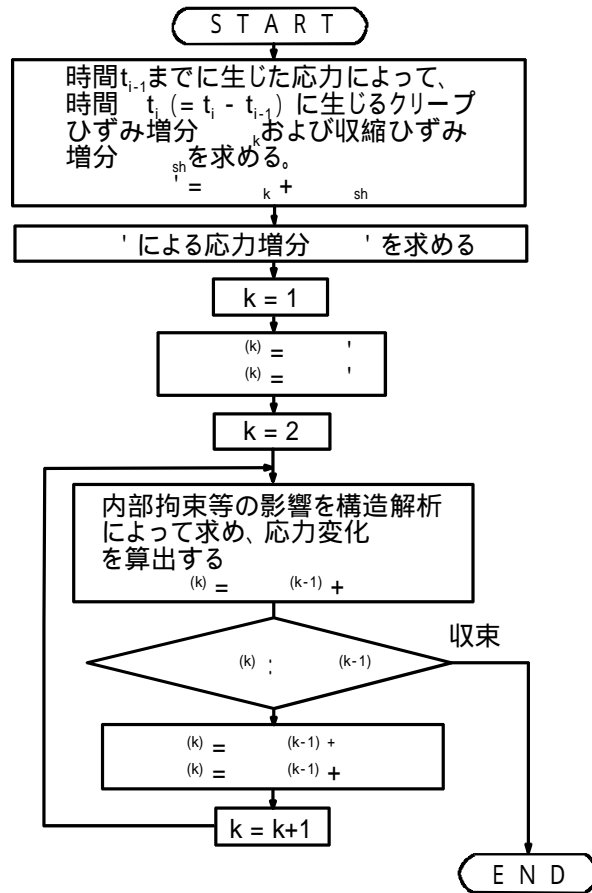


図-7.4 逐次法における各時間間隔での計算フロー

一般部セグメント要素；

$$[k] = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{12} & k_{22} \end{bmatrix}$$

$$[k_{11}] = \begin{bmatrix} \frac{E_c A_c}{L} + K_{b1} & -K_{b1} & \frac{E_s A_s}{L} + K_{b1} & \text{symm.} \\ 0 & 0 & \frac{12E_c(I_c - G_c^2/A_c)}{L^3} + \frac{12E_s(I_s - G_s^2/A_s)}{L^3} \\ \frac{E_c G_c}{L} & 0 & \frac{6E_c(I_c - G_c^2/A_c)}{L^2} & \frac{E_c(4I_c - 3G_c^2/A_c)}{L} \\ 0 & \frac{E_s G_s}{L} & \frac{6E_s(I_s - G_s^2/A_s)}{L^2} & 0 & \frac{E_s(4I_s - 3G_s^2/A_s)}{L} \end{bmatrix}$$

$$[k_{12}] = \begin{bmatrix} -\frac{E_c A_c}{L} & 0 & 0 & -\frac{E_c G_c}{L} & 0 \\ 0 & -\frac{E_s A_s}{L} & 0 & 0 & -\frac{E_s G_s}{L} \\ 0 & 0 & -\frac{12E_c(I_c - G_c^2/A_c)}{L^3} & -\frac{6E_c(I_c - G_c^2/A_c)}{L^2} & -\frac{6E_s(I_s - G_s^2/A_s)}{L^2} \\ -\frac{E_c G_c}{L} & 0 & \frac{6E_c(I_c - G_c^2/A_c)}{L^2} & \frac{E_c(2I_c - 3G_c^2/A_c)}{L} & 0 \\ 0 & -\frac{E_s G_s}{L} & \frac{6E_s(I_s - G_s^2/A_s)}{L^2} & 0 & \frac{E_s(2I_s - 3G_s^2/A_s)}{L} \end{bmatrix}$$

$$[k_{22}] = \begin{bmatrix} \frac{E_c A_c}{L} + K_{b2} & & & & \\ -K_{b2} & \frac{E_s A_s}{L} + K_{b2} & & & \\ & & \frac{12E_c(I_c - G_c^2/A_c)}{L^3} & & \\ 0 & 0 & +\frac{12E_s(I_s - G_s^2/A_s)}{L^3} & & \\ \frac{E_c G_c}{L} & 0 & -\frac{6E_c(I_c - G_c^2/A_c)}{L^2} & \frac{E_c(4I_c - 3G_c^2/A_c)}{L} & \\ 0 & \frac{E_s G_s}{L} & -\frac{6E_s(I_s - G_s^2/A_s)}{L^2} & 0 & \frac{E_s(4I_s - 3G_s^2/A_s)}{L} \end{bmatrix} \quad \text{symm.}$$

(7.2)

ここで、

$E_c = E_i, A_c, G_c, I_c$ ; それぞれコンクリートの有効ヤング係数、RC高欄要素の換算断面定数で、  
参照軸に関する断面積、断面1次および2次モーメント( $A_c \geq 0, G_c \geq 0, I_c \geq 0$ )

$E_s, A_s, G_s, I_s$  ; それぞれ鋼のヤング係数、鋼箱桁要素の断面定数で、参照軸に関する断面  
積、断面1次および2次モーメント( $A_s \geq 0, G_s \geq 0, I_s \geq 0$ )

$k_{b1} = k_{b2} = C \cdot L/2$ ; 境界バネ要素の剛度

$C$ ; 単位長さ当たりのバネ定数

なお、RC高欄の断面定数を算定する際には、断面内の鉄筋の影響も考慮する。

伸縮目地セグメント要素；

$$[k] = \begin{bmatrix} k_{cu} & & & & & & & & \\ 0 & k_{su} & & & & & & & \\ 0 & 0 & k_v & & & & & & \\ 0 & 0 & 0 & k_{c\theta} & & & & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & k_{s\theta} & & & & \\ -k_{cu} & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{cu} & & & \\ 0 & -k_{su} & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{su} & & \\ 0 & 0 & -k_v & 0 & 0 & 0 & 0 & k_v & \\ 0 & 0 & 0 & -k_{c\theta} & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{c\theta} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{s\theta} & 0 & 0 & 0 & k_{s\theta} \end{bmatrix} \quad \text{symm.} \quad (7.3)$$

ここで、

$k_{cu}, k_{c\theta}$ ; RC高欄要素を仮想的に構成させるバネ要素の剛度

$k_{su}, k_{s\theta}$ ; 鋼箱桁要素を構成させるバネ要素の剛度

$k_v$ ; 伸縮目地セグメント要素両端の鉛直変位を関係づけるバネ要素の剛度

式(7.3)の各バネ剛度は、図-7.4 に示した構造解析における解の安定がえられる範囲で次のように設定した。

$$\begin{aligned} k_{cu} &= k_{c\theta} \doteq 0 \\ k_v &= k_{su} = k_{s\theta} \doteq \infty \end{aligned} \quad (7.4)$$

一般部セグメント要素のコンクリートの時間依存性ひずみに関わる初期力ベクトルは、その内部応力のRC高欄の換算断面図心に関して、仮想仕事の原理<sup>8)</sup>に基づいて求められる。このとき、RC高欄の断面および材料定数は一定とし、さらに上記内力分布はセグメント部材軸に沿って放物線分布すると仮定する(図-7.5 参照)と、次式のように表される。

$$\begin{aligned} \{f_0\}_{rc}^{cg} &= \begin{Bmatrix} N_1 \\ S_1 \\ M_1 \\ N_2 \\ S_2 \\ M_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -(a'_N/3 + b'_N/2 + c'_N) \\ (a'_M + b'_M)/L \\ a'_M/6 - c'_M \\ a'_N/3 + b'_N/2 + c'_N \\ -(a'_M + b'_M)/L \\ 5/6 a'_M + b'_M + c'_M \end{Bmatrix} \\ \begin{Bmatrix} a'_N \\ b'_N \\ c'_N \end{Bmatrix} &= \begin{Bmatrix} -2(2\Delta N_{L/2} - \Delta N_1 - \Delta N_2) \\ 4\Delta N_{L/2} - 3\Delta N_1 - \Delta N_2 \\ \Delta N_1 \end{Bmatrix} \\ \begin{Bmatrix} a'_M \\ b'_M \\ c'_M \end{Bmatrix} &= \begin{Bmatrix} -2(2\Delta M_{L/2} - \Delta M_1 - \Delta M_2) \\ 4\Delta M_{L/2} - 3\Delta M_1 - \Delta M_2 \\ \Delta M_1 \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (7.5)$$

ここで、

$\Delta N_1, \Delta N_2, \Delta N_{L/2}$ ; RC高欄の時間依存性ひずみに起因する部材端1、2およびL/2点での軸力  
( $\Delta P_{sh}$ あるいは $\Delta P_k$ に相当する内力)

$\Delta M_1, \Delta M_2, \Delta M_{L/2}$ ; RC高欄の時間依存性ひずみに起因する部材端1、2およびL/2点でのモーメント  
( $\Delta M_{sh}$ あるいは $\Delta M_k$ に相当する内力)

L; セグメント長

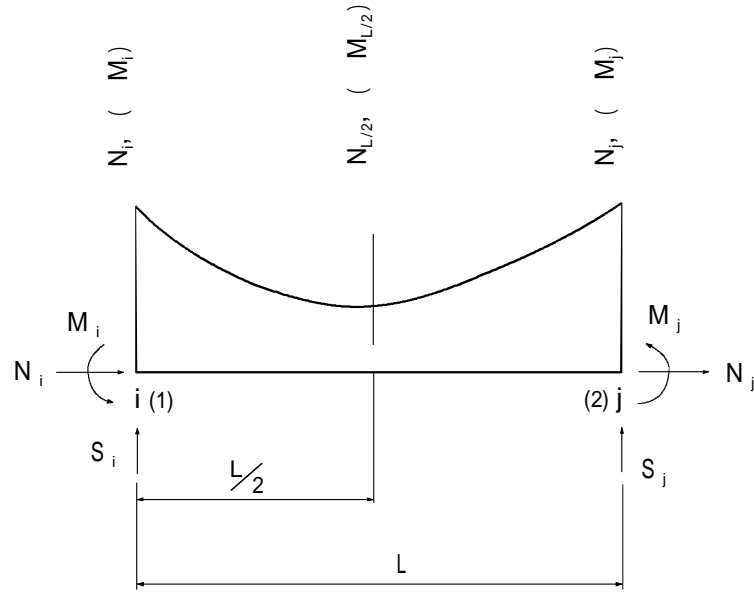


図-7.5 初期力ベクトルの定義（放物線分布）

上式の RC 高欄に生じる時間依存性ひずみによる内力は、第3章に示した方法によって求められる。収縮に関して示すと、次のようになる。

$$\begin{aligned}\Delta P_{sh} &= E_i \cdot \Delta \varepsilon_{sh} \int dA_c \\ \Delta M_{sh} &= \Delta P_{sh} \cdot (y_c - y_v)\end{aligned}\quad (7.6)$$

ここで、

$E_i = E_{i-1} / (1 + \Delta \phi_i)$ ; 時間 $\Delta t_i (= t_i - t_{i-1})$ でのコンクリートの有効ヤング係数

$\Delta \phi_i$ ; 時間 $\Delta t_i$ におけるクリープ係数の増分

$A_c$ ; RC高欄のコンクリート断面積

$y_v, y_c$ ; それぞれ参照軸から換算断面図心および純断面図心までの距離

$\Delta \varepsilon_{sh}$ ; 時間 $\Delta t_i$ における収縮ひずみの増分

なお、上式中のクリープ係数を算出する際には、コンクリートのヤング係数に関するエイジングを考慮することとし、その時間曲線は式(5.2)を用いる<sup>11)</sup>。

クリープに関しては、式(7.7)のように求められる。



$$\begin{aligned}\Delta P_k &= E_i \cdot \int \Delta \varepsilon_k \cdot dA_c \\ \Delta M_k &= \Delta P_k (\eta - y_v) \\ \eta &= \frac{\int \Delta \varepsilon_k \cdot y \cdot dA_c}{\int \Delta \varepsilon_k \cdot dA_c}\end{aligned}\tag{7.7}$$

ここで、

$\Delta \varepsilon_k$ ; 時間 $\Delta t_i$ におけるクリープひずみの増分

これらの初期力ベクトルは RC 高欄の換算断面図心に関するものであるので、式(7.1)の参照軸に関する剛性方程式に適用するためには、次式によって変換する必要がある。

$$\{f_0\}_{rc} = [T] \{f_0\}_{rc}^{cg}\tag{7.8}$$

ここで、

$$[T] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ G_c / (A_c \cdot L) & 1 & 0 & G_c / (A_c \cdot L) & 0 & 0 \\ G_c / A_c & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ -G_c / (A_c \cdot L) & 0 & 0 & -G_c / (A_c \cdot L) & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G_c / A_c & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

; RC高欄要素の図心軸から参照軸への力の変換マトリックス

この RC 高欄要素の時間依存性ひずみに関する 2 つの初期力ベクトルを重ね合わせ、さらに鋼床版箱桁要素の初期力ベクトル $\{f_0\}_s = \{0\}$ を重ね合わせて、一般部セグメントの初期力ベクトル $\{f_0\} = \{f_0\}_{rc} + \{f_0\}_s$ とする。

なお、伸縮目地セグメントの初期力ベクトル $\{f_0\}$ は $\{f_0\} = \{0\}$ である。

このようにして作成した各セグメントの剛性方程式を重ね合わせて、全体剛性方程式を組み立て解くことによって、図-7.4 の応力増分を算定するための断面力増分がえられる。

## (2) 温度応力解析法

温度応力解析では、式(7.1)および(7.2)の剛性マトリックスにおけるコンクリートのヤング係数  $E_c$  として、また RC 高欄要素の換算断面定数を算出するときのヤング係数として材齢 28 日でのヤング係数を用いる。

温度に関する初期力ベクトルは、計測した温度変化量からひずみに換算する。さらに、えられた内力をそれぞれ RC 高欄要素および鋼箱桁要素に分けて、参照軸に関して、上記の収縮応力解析と同様にして求める。

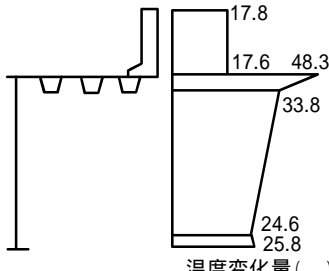
### (3)性能阻害要因の解析的推定

鋼床版箱桁の建設段階での温度計測結果を用いて、解析的に性能阻害要因を推定した<sup>7)、9)、10)</sup>。対象橋は、後述する末広第2工区OFFランプ橋梁(72.2+72.8+51.3m)で、平成2年11月から平成3年11月に亘って計測を行った結果、夏期(平成3年8月)に最大の温度変化量を記録した。なお、温度の基準日はコンクリート打設の翌日(平成2年11月30日14時)とした。

この結果を用いて本橋の温度応力について検討を加えた。収縮応力に関しては、道路橋示方書<sup>11)</sup>を参考にして諸数値を設定した。また、コンクリートの設計基準強度は270kgf/cm<sup>2</sup>で、普通コンクリートである。解析モデルには、同橋の側径間(72.2m)を対称とした2径間連続桁の構造モデルを用いた。

検討条件を表-7.1に、また図-7.6に仮定したコンクリートの時間依存性ひずみの進行曲線を示す。図-7.7の応力解析結果に示すように、発生応力の傾向は両ケースとも同様に、伸縮目地付近を除いてほぼ一定な応力状態となっている。また、RC高欄の上端および下端での応力度の差もほとんどなく、純引張応力状態となっている。しかし、温度に関しては十分にひび割れが生じうる応力度を示している。

表-7.1 検討条件

	温度応力解析	収縮応力解析
検	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ヤング係数</li> <li><math>E_0=2.45 \times 10^5 \text{kgf/cm}^2</math> (コンクリート)</li> <li><math>E_0=2.10 \times 10^5 \text{kgf/cm}^2</math> (鋼)</li> <li>・断面内の温度分布(変化量)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>&lt;コンクリートの特性&gt;</li> <li>・ヤング係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)</li> <li><math>E_0=2.45 \times 10^5 \frac{t}{0.969t + 0.889}</math></li> <li><math>t</math>: コンクリートの材齢(日)</li> </ul>
討	 <p>温度変化量(°C)</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・収縮特性</li> <li>収縮ひずみの基本値: <math>\epsilon_{sh0}=-500 \mu</math></li> <li>進行曲線: 道示<sup>12)</sup></li> <li>収縮開始材令: 4日</li> <li>・クリープ特性</li> <li>遅れ成分の基本値: <math>\phi_0=0.4</math></li> <li>流動成分の基本値: <math>\phi_0=2.0</math></li> <li>進行曲線: 道示<sup>12)</sup></li> </ul>
条		
件	<ul style="list-style-type: none"> <li>・線膨張係数</li> <li><math>\alpha_0=1.0 \times 10^{-5} /</math> (コンクリート)</li> <li><math>\alpha_0=1.2 \times 10^{-5} /</math> (鋼)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・計算時間 <math>t=1825</math>日(5年)</li> <li>・計算分割数 <math>n=10</math>回</li> </ul>

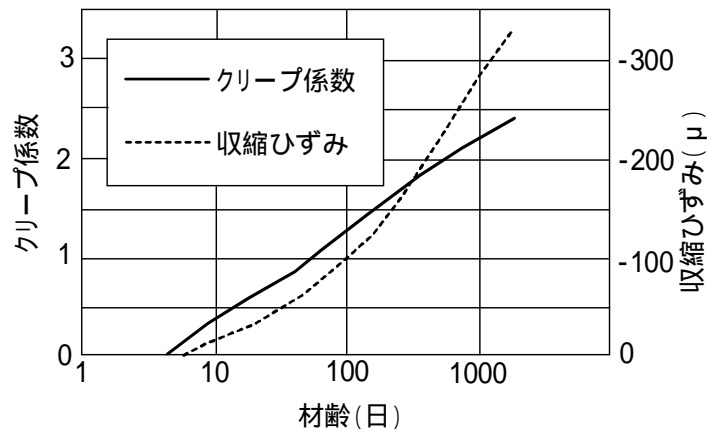


図-7.6 コンクリートの時間依存性ひずみ

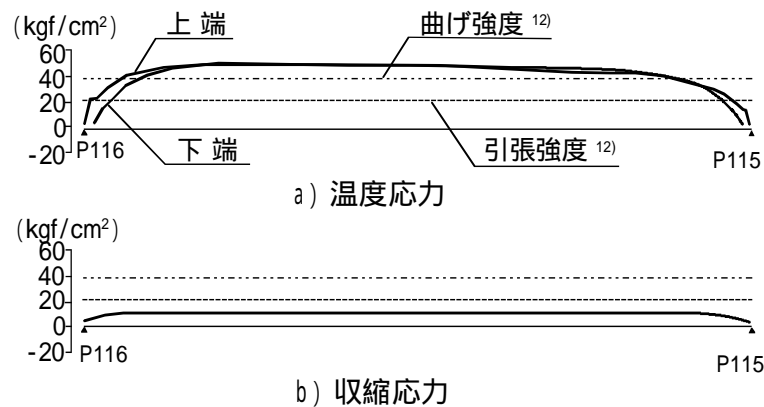


図-7.7 従来形 R C 高欄の応力状態

このことから、温度変化(上昇)によって高欄を上下方向に貫通するひび割れが予想され、図-7.1 に示した実際のひび割れ状況とも一致している。

なお、従来から多数採用されてきている RC 床版上の RC 高欄に関して、温度応力の特性を把握した<sup>13)</sup>。表-7.2 に検討条件を、また図-7.8 に解析結果を示す。季節変化に伴う温度変化に対しては、高欄下端に 5kgf/cm 程度の引張応力が発生し、上端側では圧縮応力状態となっている。この結果から、ひび割れの発生はほとんどないものと言え、発生しても下端近傍にとどまるものと考えられる。このように床版の形式と RC 高欄のひびわれ発生とは、深く関係していると結論付けられる。

以上のように、RC 高欄のひび割れ発生の主因として、外気温の変化、とくに直射日光による鋼床版の急激な温度上昇が考えられる。また、ひび割れ発生にまで至らないが、コンクリートの収縮によってコンクリートの引張強度の 1/2 程度の引張応力が発生する。これらの応力によるひび割れは、上述のように伸縮目地間でほぼ一様な間隔で、高欄の上端か

ら下端に貫通するような状況を呈すると解析的に予測でき、また実橋のひび割れ状況とも一致する。

表-7.2 解析条件

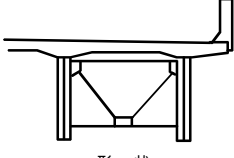
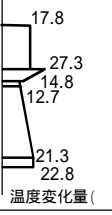
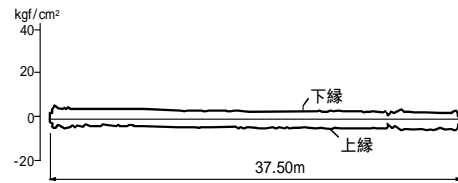
R C 床 版 箱 桁		
形 状	ヤング係数 $E_c = 2.65 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ (コンクリート) $E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ (鋼)	線形膨張係数 $\alpha_c = 1.0 \times 10^{-5}/$ (コンクリート) $\alpha_s = 1.2 \times 10^{-5}/$ (鋼)

図-7.8 R C床版の場合の温度

応力状態



### 7.2.3 RC 高欄の性能確保のための改良

RC 高欄のひび割れ性能を改良する方法として、構造的なものと材料に関わるものと考えられる。

構造的改良としては、従来支点上にしか設置していない伸縮目地をより密な間隔に設置することによって、RC 高欄の変形性能を改善する方法が考えられる。7.2.2 に示した解析で伸縮目地間隔を 10m 程度とすると、図-7.9 に示すような応力状態となる。この結果と図-7.7 を比較すると、最大引張応力度は若干小さくなる程度であるが、とくに温度応力に対しては応力勾配が大きくなっている。また、中間に設置した伸縮目地近傍では、発生応力も小さく、かつ応力勾配も大きい。

このように伸縮目地近傍のひび割れ発生の度合いはかなり小さくなり、伸縮目地を密に設置する方法が有効であると考えられる。図-7.10<sup>14)</sup>は伸縮目地間隔と発生引張応力の関係を整理したものである。同図より、発生応力はほぼ目地間隔に比例して大きくなるが、高欄上下端の応力差はほとんど変化しない。また、目地間隔を 4m 程度とすることによってひび割れの発生を抑制することが可能なことがわかる。

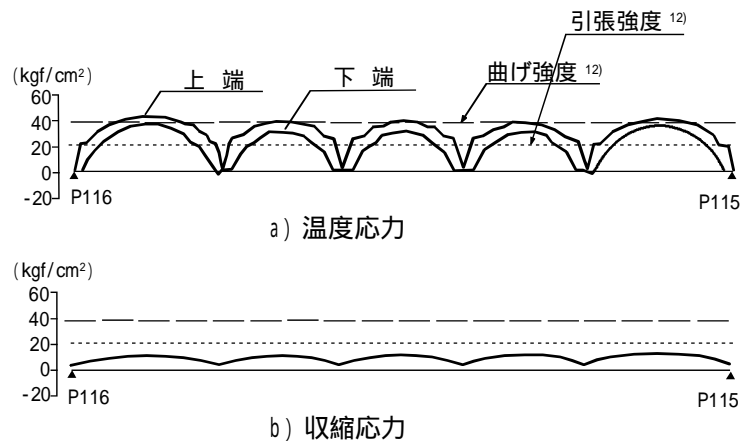


図-7.9 伸縮目地間隔 10m 程度とした場合の高欄応力状態

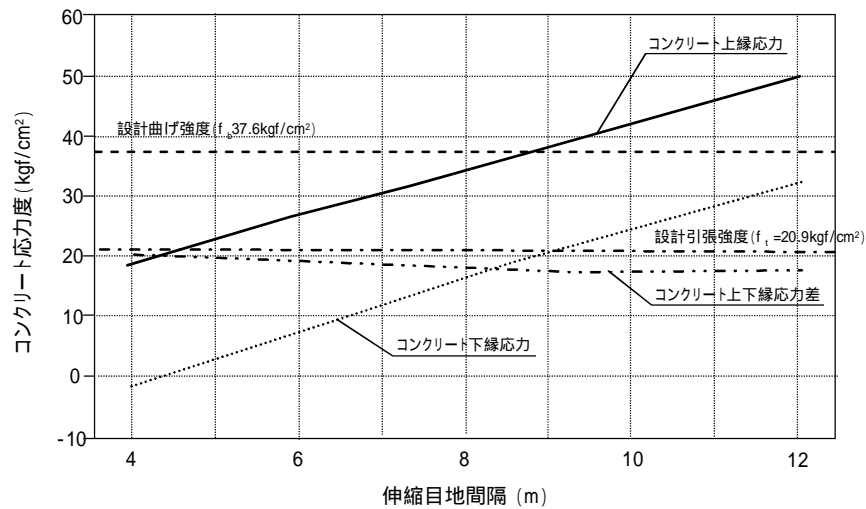


図-7.10 伸縮目地間隔と温度応力度（最大値）の関係

さらに、高欄の配力鉄筋(図-7.11 参照)は、この温度応力に対しては主鉄筋に該当するが、この鉄筋の量および間隔を変更させることでひび割れを制御することも可能である。図-7.12 はその検討例であるが、鉄筋量を多くすることでひび割れ幅を制御でき、その際間隔を細かくすることが効果的であることがわかる。

材料的改良として、コンクリートの収縮によって生じる収縮(引張)応力を極力抑えることが考えられる。このことによって、全体的な発生応力(温度および収縮による応力)をも小さくできる。

この方法として、コンクリートの収縮そのものを小さくする混和剤(たとえば、収縮低減剤)の使用、および収縮補償としての膨張材の使用が挙げられる。

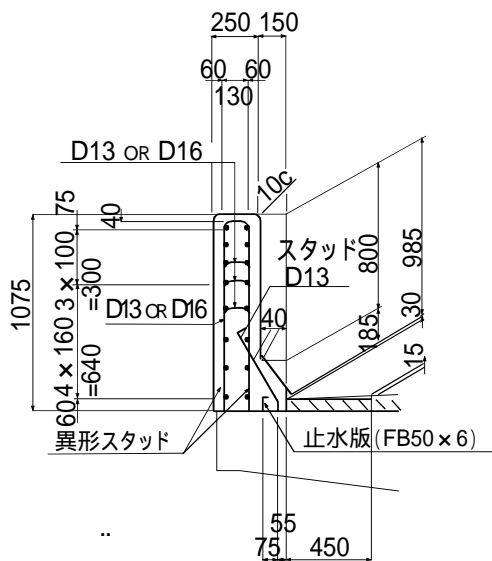


図-7.11 鋼床版上のRC高欄標準配筋図

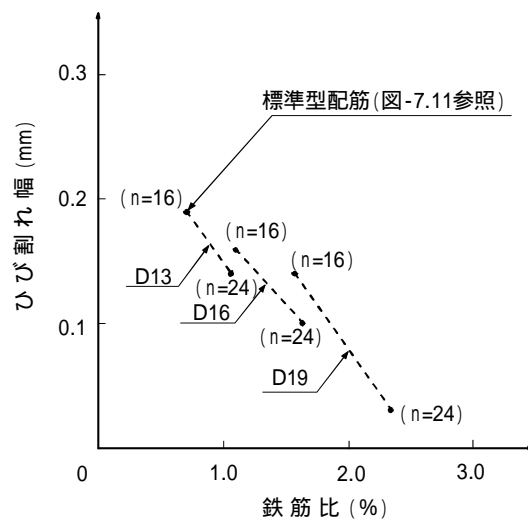


図-7.12 RC高欄の配力鉄筋量とひび割れ幅との関係準配筋図

表-7.3<sup>15)</sup>は、阪神高速道路公団湾岸線で鋼床版上のRC高欄のひび割れ対策として、平成元年から5年にかけて実施された試験施工の内容と結果の一覧である。図-7.13<sup>7)</sup>は、本格的なひび割れ対策が実施された末広第2工区のひび割れ状況図である。また、表-7.4はその使用コンクリートの配合である。

上図表のように構造および材料的な改良によって、発生ひび割れは減少し、とくにひび割れ面積(=ひび割れの幅×延長)を指標として比較すると、大きな改良効果がえられていると言える。なお、幾つかの改良のうち、伸縮目地間隔については細かく密に配置することでひび割れの発生をなくすことも可能と考えられるが、RC高欄の景観性、視線誘導性を考慮して、従来の収縮目地を伸縮目地に置き換えることで10m程度の間隔に止めている。また、収縮低減剤の使用については、コンクリートの空気量管理の困難さから、その採用を見送っている。

このような改良によって新たな問題も見受けられるようになった。それは、ひび割れの発生の方向性に関するもので、図-7.2と図-7.13とを比較することで明らかなように、伸

表-7.3 試験施工の内容および結果の一覧表

橋梁名	橋梁形式	試験施工の内容		平均ひび割れ発生間隔(m)	平均ひび割れ幅(mm)	高欄1mあたり		備考
		構造面での改良	施工面での改良			ひび割れ延長(m/m)	ひび割れ面積(cm <sup>2</sup> /m)	
新定川梁	3径間連続鋼床版箱桁橋 L=69.4+69.1+86.2=224.7m	・改良なし	・改良なし	0.47	0.16	5.14	8.42	・昭和62年12月(材齢26ヶ月)調査時 ・ひび割れは地覆から天端までに達している。
正蓮寺川橋梁	3径間連続鋼床版箱桁橋 L=118.5+235+179.4=532.9m	・切欠き中央に25mmの塩ビ管を埋設 ・改良型ひび割れ誘発目地を10mピッチで設置	L側 ・添加物なし	0.62	0.13	3.63	4.98	・平成2年8月(材齢14ヶ月)現場調査終了 ・ひび割れは地覆から天端までに達している。
			R側 ・膨張剤30kg/m <sup>3</sup> 混入	0.68	0.09	3.21	2.96	
末広第2工区ランプ橋	3径間連続鋼床版箱桁橋 L=72.2+72.8+51.3=196.3	・全断面縁切伸縮目地を10mピッチで設置	L側 ・膨張剤35kg/m <sup>3</sup> 混入	1.18 [1.03]	0.06 [0.06]	1.26 [1.42]	0.71 [0.79]	・平成3年11月(材齢12ヶ月)現場調査終了 ・ひび割れは天端まで達しない 〔〕内は平成4年12月(材齢25ヶ月)時補足調査時のデータ
			R側 ・膨張剤35kg/m <sup>3</sup> および収縮低減剤7.5kg/m <sup>3</sup> 混入	9.25 [4.22]	0.05 [0.05]	0.09 [0.26]	0.04 [0.13]	
中島川橋梁	バスケットハンドル型ニールセンローゼ橋 L=160m	・壁部断面切り、地覆部だけ連続化して伸縮目地を10mピッチで設置	・膨張材35kg/m <sup>3</sup> 混入	0.91	0.07	1.81	1.17	
鳴尾浜第1工区	2径間連続鋼床版箱桁橋 L=81.4+43.55=124.95m	・全断面縁切伸縮目地を10mピッチで設置	・膨張材35kg/m <sup>3</sup> 混入	1.00	0.07	1.48	0.79	・平成4年12月25日(材齢233日)現場調査終了 ・ひび割れは天端まで達しない
	3径間連続RC床版非合成桁橋 L=37.55+40.0+37.6=115.15m	・従来型のV字カット目地を約10mピッチで設置	・膨張材35kg/m <sup>3</sup> 混入	5.41	0.11	0.24	0.28	・RC床版区間 ・平成4年12月25日(材齢215日)現場調査終了 ・標準断面に発生しているひび割れ幅は0.05mm以下である ・ひび割れは天端より発生
東海沿岸工区分	高欄	標準型	・全断面縁切伸縮目地を10mピッチで設置	1.45	0.06	0.74	1.40	・平成5年11月5日現場調査終了
		改良型	・配力筋を増量D13,16本 D13,25本 ・全断面縁切伸縮目地を10mピッチで設置	1.88	0.06	0.49	0.25	・同上
	同上	標準型	・全断面縁切伸縮目地を10mピッチで設置	1.76	0.09	1.20	1.25	・同上
		改良型	・配力筋を増量D13,12本 D13,20本 ・全断面縁切伸縮目地を10mピッチで設置	1.21	0.06	1.44	0.86	・同上

縮目地間隔を 10m 程度とすることでひび割れが下端から発生する傾向が見られ、解析結果 (図-7.9 参照)と異なっている。したがって、ひび割れ発生メカニズムをより明確にし、高欄の性能を照査することが必要であると考えられる。

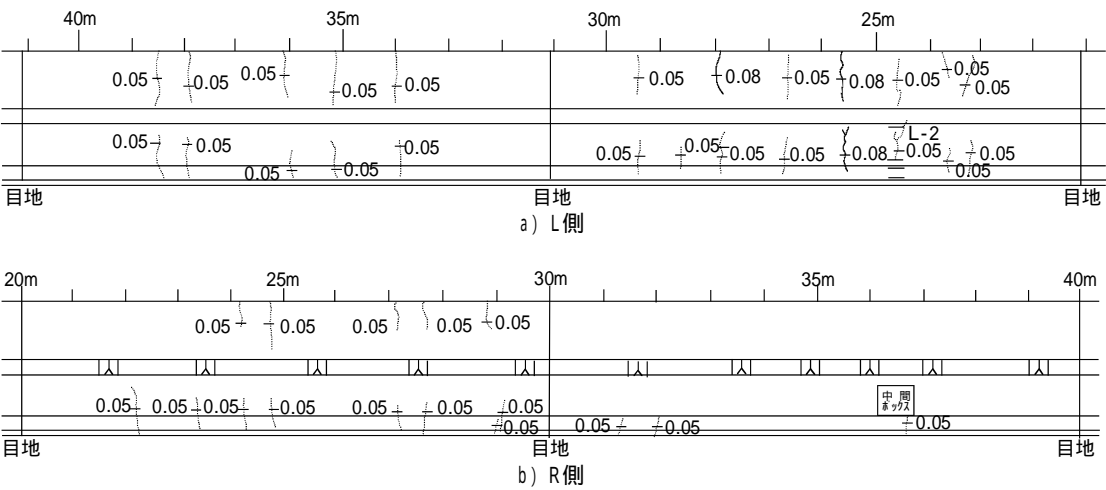


図-7.13 末広第 2 工区のひび割れ状況図 (展開図)

表-7.4 コンクリートの示方配合 (末広第 2 工区)

膨張 コンクリートの タイプ	粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランブ (cm)	空気量 (%)	水セメント比 w/c (%)	細骨材率 s/a (%)	単 位 量 (kg/m³)						
						水	セメント	細骨材	粗骨材	混 和 剤 (材)		
										AE減水剤	膨 張 剤	収縮低減剤
A	20	8±2	4±1	50	42	166	297	773	1060	0.83	35	-
B	20	8±2	4±1	50	42	158	297	773	1060	0.83	35	7.5

### 7.3 RC 高欄の性能照査およびその標準化

#### 7.3.1 照査の方法

鋼床版上の RC 高欄のひび割れによる性能阻害は、温度変化、とくに鋼床版の夏期における温度上昇が原因と考えうることをこれまでに示した。また、その対策として伸縮目地を 10m 程度の間隔に設置する構造的改良、収縮補償としてコンクリートに膨張材 ( $35\text{kg/m}^3$ ) を添加する材料的改良を行うことでかなりの効果がえられることを明らかにした。しかし、これらの対策を施してもひび割れの発生を防止することには無理があり、ひび割れを許容し、かつ耐久性が確保できる性能が要求される。この点に関して、解析的な手法による照査が望まれる。

上記の改良高欄のひび割れ挙動を解析的に把握することも、性能を照査する上で重要な課題と考えられる。さらに、伸縮目地近傍の高欄変形についても、図-7.14<sup>15)</sup>のように外気温の上昇に伴って目地上端が、下端に比して大きく開くような挙動が観察されている。この挙動を解析的に明らかにすることにも大きな関心がもたれる。

そこで、7.2.2 で示した温度応力解析の方法について、下記の内容を加味した手法によって解析的にえられる性能の照査および温度挙動の解明を行うこととする。

図-7.3 に示したセグメントモデルに、新たに鉄筋スタッドを鉛直バネにモデル化し、境界面での RC 高欄と鋼床版との鉛直相対変位を許容する構造を考える。このことによって伸縮目地近傍での高欄の変形、さらにひび割れの発生方向を実橋の計測結果と検証する。温度応力はあくまでも拘束応力であり、RC 高欄のひび割れ発生に伴う剛性低下によってひび割れ幅が過大とはならない。この RC 高欄の材料的な非線形性を考慮して、ひび割れ幅を照査し性能について検証する。

このモデルでは、高欄と鋼床版との境界層である鉄筋スタッドを 2 つのバネ(水平および鉛直)にモデル化している。このバネ要素についても非線形性を考える。

高欄と鋼床版の温度変化を対象とした解析であるが、とくに、着目部位である高欄の温度分布における非直線性を考慮した応力解析を行う。

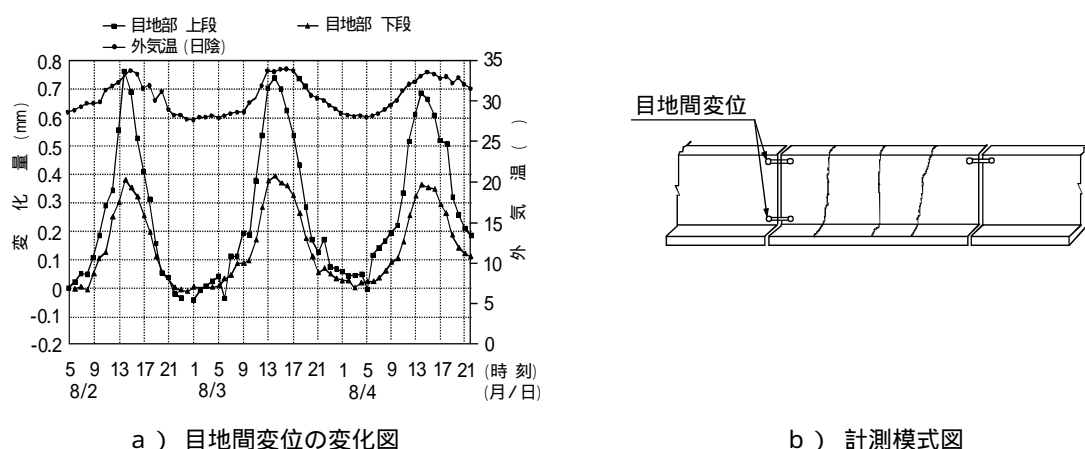


図-7.14 伸縮目地近傍の変形の計測結果



上記の手法の改良点を含めて温度応力解析の手法を概述すると、次のようである<sup>15)、16)</sup>。

まず、各セグメント要素は、図-7.15 のようにその変位・断面力を定義し、セグメント全体で 12 自由度を有するモデルとする。伸縮目地セグメントを構成するバネ剛度は、前節の結果での試算結果を踏まえて次のように設定している。

$$\begin{aligned} K_{cu} &= K_{cv} = K_{c\theta} = 0 \\ K_{su} &= K_{sv} = 1.0 \times 10^{10} \text{ kgf/cm} \\ K_{s\theta} &= 1.0 \times 10^{13} \text{ kgf} \cdot \text{cm/rad} \end{aligned} \quad (7.9)$$

一般部セグメントの境界バネ要素は、鉄筋スタッドをモデル化したものである。鉄筋スタッドはほぼ等間隔に鋼床版に溶植され、高欄コンクリート中に埋め込まれているが、モデル化にあたってはセグメント端に集中させてバネに置換する。鉄筋スタッド一本のバネ剛度のうち、水平バネ剛度  $K_h$  は J.W.Fisher らの研究成果<sup>17)</sup>を用いて次のように設定する。

$$K_h = \frac{Q}{\delta} = Q_u \times \frac{3.15}{1 + 3.15\delta} \quad (7.10)$$

ここで、

$Q_u = 1.102 A_s \sqrt{f_c \cdot E_c}$  ; 終局せん断耐力(tf)

$\delta$ ; 相対ずれ(mm)

$A_s$ ; スタッドの断面積( $\text{cm}^2$ )

$f_c$ ; コンクリートの圧縮強度( $\text{kgf/cm}^2$ )

$E_c$ ; コンクリートのヤング係数( $\text{kgf/cm}^2$ )

鉛直バネ剛度  $K_v$  に関する研究はほとんどなされていないように思われ、実橋での高欄の変形挙動から推定することとした。

各セグメントの剛性マトリックスは、7.2.2 に示した方法と同様な手法で組み立てうる。一般部セグメントの各要素の剛性マトリックスは、それぞれ次のようになる。

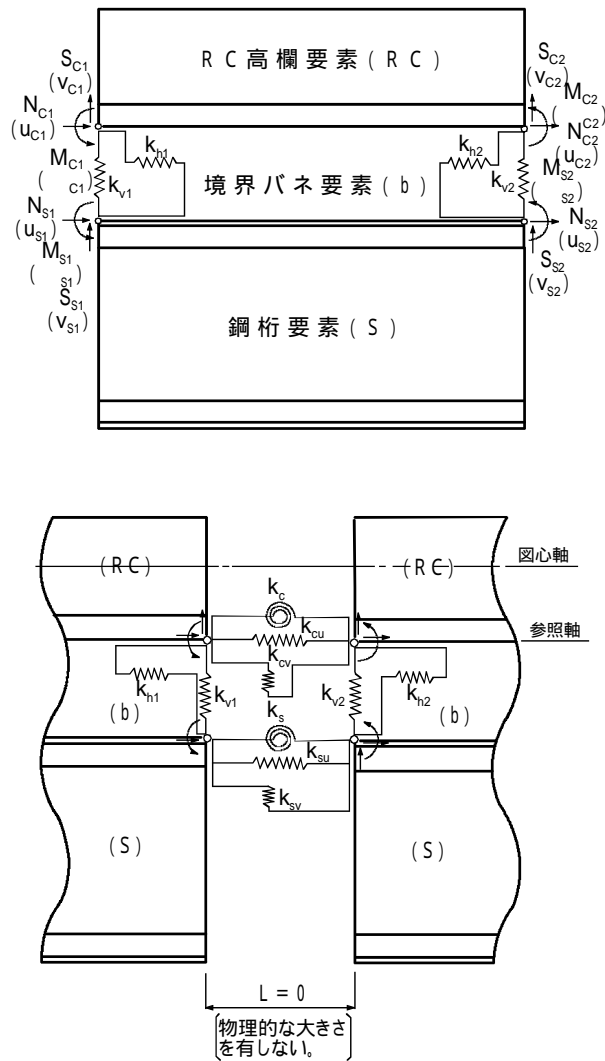


図-7.15 改良したモデルにおける変位・断面力の定義

RC 高欄要素 $[k_{RC}]$  ;

$$[k_{RC}] = \begin{bmatrix} \begin{matrix} (u_{c1}) & (v_{c1}) & (\theta_{c1}) & (u_{c2}) & (v_{c2}) & (\theta_{c2}) \end{matrix} \\ \begin{matrix} \frac{E_c A_v}{L} & 0 & \frac{E_c G_v}{L} & -\frac{E_c A_v}{L} & 0 & -\frac{E_c G_v}{L} \\ 0 & \frac{12E_c (I-G_v^2/A_v)}{L^3} & \frac{6E_c (I-G_v^2/A_v)}{L^2} & 0 & -\frac{12E_c (I-G_v^2/A_v)}{L^3} & \frac{6E_c (I-G_v^2/A_v)}{L^2} \\ \frac{E_c G_v}{L} & \frac{6E_c (I-G_v^2/A_v)}{L^2} & \frac{E_c (4I-3G_v^2/A_v)}{L} & -\frac{E_c G_v}{L} & \frac{6E_c (I-G_v^2/A_v)}{L^2} & \frac{E_c (2I-3G_v^2/A_v)}{L} \\ -\frac{E_c A_v}{L} & 0 & -\frac{E_c G_v}{L} & \frac{E_c A_v}{L} & 0 & -\frac{E_c G_v}{L} \\ 0 & -\frac{12E_c (I-G_v^2/A_v)}{L^3} & -\frac{6E_c (I-G_v^2/A_v)}{L^2} & 0 & \frac{12E_c (I-G_v^2/A_v)}{L^3} & -\frac{6E_c (I-G_v^2/A_v)}{L^2} \\ -\frac{E_c G_v}{L} & \frac{6E_c (I-G_v^2/A_v)}{L^2} & \frac{E_c (2I-3G_v^2/A_v)}{L} & \frac{E_c G_v}{L} & -\frac{6E_c (I-G_v^2/A_v)}{L^2} & \frac{E_c (4I-3G_v^2/A_v)}{L} \end{matrix} \\ \begin{matrix} (N_{c1}) \\ (S_{c1}) \\ (M_{c1}) \\ (N_{c2}) \\ (S_{c2}) \\ (M_{c2}) \end{matrix} \end{bmatrix} \quad (7.11)$$

ここで、

$E_c$ ; コンクリートのヤング係数

$I, G_v, A_v$ ; 参照軸に関する換算断面定数で、それぞれ断面2次および1次モーメント、断面積

$L$ ; セグメント長

鋼床版箱桁要素 $[k_s]$ ；

$$[k_s] = \begin{bmatrix} \frac{E_s A_s}{L} & 0 & \frac{E_s G_s}{L} & -\frac{E_s A_s}{L} & 0 & -\frac{E_s G_s}{L} \\ 0 & \frac{12E_s (I_s - G_s^2/A_s)}{L^3} & \frac{6E_s (I_s - G_s^2/A_s)}{L^2} & 0 & -\frac{12E_s (I_s - G_s^2/A_s)}{L^3} & \frac{6E_s (I_s - G_s^2/A_s)}{L^2} \\ \frac{E_s G_s}{L} & \frac{6E_s (I_s - G_s^2/A_s)}{L^2} & \frac{E_s (4I_s - 3G_s^2/A_s)}{L} & -\frac{E_s G_s}{L} & \frac{6E_s (I_s - G_s^2/A_s)}{L^2} & \frac{E_s (2I_s - 3G_s^2/A_s)}{L} \\ -\frac{E_s A_s}{L} & 0 & -\frac{E_s G_s}{L} & \frac{E_s A_s}{L} & 0 & -\frac{E_s G_s}{L} \\ 0 & -\frac{12E_s (I_s - G_s^2/A_s)}{L^3} & -\frac{6E_s (I_s - G_s^2/A_s)}{L^2} & 0 & \frac{12E_s (I_s - G_s^2/A_s)}{L^3} & -\frac{6E_s (I_s - G_s^2/A_s)}{L^2} \\ -\frac{E_s G_s}{L} & \frac{6E_s (I_s - G_s^2/A_s)}{L^2} & \frac{E_s (2I_s - 3G_s^2/A_s)}{L} & \frac{E_s G_s}{L} & -\frac{6E_s (I_s - G_s^2/A_s)}{L^2} & \frac{E_s (4I_s - 3G_s^2/A_s)}{L} \end{bmatrix} \begin{matrix} (N_{s1}) \\ (S_{s1}) \\ (M_{s1}) \\ (N_{s2}) \\ (S_{s2}) \\ (M_{s2}) \end{matrix} \quad (7.12)$$

ここで、

$E_s$ ; 鋼のヤング係数

$I_s, G_s, A_s$ ; 参照軸に関する断面定数で、それぞれ断面2次および1次モーメント、断面積

$L$ ; セグメント長

境界バネ要素 $[k_b]$ ；

$$[k_b] = \begin{matrix} \begin{matrix} (u_{c1}) & (u_{s1}) & (v_{c1}) & (v_{s1}) & (u_{c2}) & (u_{s2}) & (v_{c2}) & (v_{s2}) \end{matrix} \\ \left[ \begin{array}{cccccccc} k_{h1} & & & & & & & \\ -k_{h1} & k_{h1} & & & & & & \\ 0 & 0 & k_{v1} & & & & & \\ 0 & 0 & -k_{v1} & k_{v1} & & & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & k_{h2} & & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{h2} & k_{h2} & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{v2} & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{v2} & k_{v2} \end{array} \right] \end{matrix} \begin{matrix} (N_{c1}) \\ (N_{s1}) \\ (S_{c1}) \\ (S_{s1}) \\ (N_{c2}) \\ (N_{s2}) \\ (S_{c2}) \\ (S_{s2}) \end{matrix} \quad (7.13)$$

ここで、

$k_{h1}, k_{h2}$ ; それぞれセグメント端(1および2端)の水平方向のバネ剛度

$k_{v1}, k_{v2}$ ; それぞれセグメント端(1および2端)の鉛直方向のバネ剛度

これらの要素の剛性マトリックスを重ね合わせて、一般部セグメントの剛性マトリックス $[k]$ を組み立てる。さらに、伸縮目地部セグメントの剛性マトリックス $[k]$ は、次のとおりである。

$$[k] = \begin{matrix} \begin{matrix} (u_{c1}) & (v_{c1}) & (\theta_{c1}) & (u_{s1}) & (v_{s1}) & (\theta_{s1}) & (u_{c2}) & (v_{c2}) & (\theta_{c2}) & (u_{s2}) & (v_{s2}) & (\theta_{s2}) \end{matrix} \\ \left[ \begin{array}{cccccccccccc} k_{cu} & & & & & & & & & & & \\ 0 & k_{cv} & & & & & & & & & & \\ 0 & 0 & k_{c\theta} & & & & & & & & & \\ 0 & 0 & 0 & k_{su} & & & & & & & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & k_{sv} & & & & & & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{s\theta} & & & & & & \\ -k_{cu} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{cu} & & & & & \\ 0 & -k_{cv} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{cv} & & & & \\ 0 & 0 & -k_{c\theta} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{c\theta} & & & \\ 0 & 0 & 0 & -k_{su} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{su} & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{sv} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{sv} & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{s\theta} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{s\theta} \end{array} \right] \end{matrix} \begin{matrix} (N_{c1}) \\ (S_{c1}) \\ (M_{c1}) \\ (N_{s1}) \\ (S_{s1}) \\ (M_{s1}) \\ (N_{c2}) \\ (S_{c2}) \\ (M_{c2}) \\ (N_{s2}) \\ (S_{s2}) \\ (M_{s2}) \end{matrix} \quad (7.14)$$

RC 高欄内の温度分布については、その非直線性を考える。現場での温度計測点の温度に基づいて熱伝導解析を行い、断面内の温度分布を推定して自己平衡温度分布を決定する。コンペンセーション・ライン法<sup>18), 19)</sup>によって求められるが、そのとき次式を満足する(図

-7.16 参照)。

$$N = \int_A \Delta \varepsilon_t(y) E dA = 0 \quad (7.15)$$

$$M = \int_A \Delta \varepsilon_t(y) E y dA = 0$$

$$\Delta \varepsilon_t(y) = \varepsilon_{tm}(y) - \varepsilon_t(y)$$

ここで、

$\Delta \varepsilon_t(y) \cdot E$ ; 自己平衡状態における温度応力

$\varepsilon_{tm}(y)$ ; 自己平衡状態における温度ひずみ

$\varepsilon_t(y)$ ; 温度変化に伴う自由温度ひずみ

なお、上式によって自己平衡温度分布を決定する際には、断面内の鉄筋の影響を考慮する。

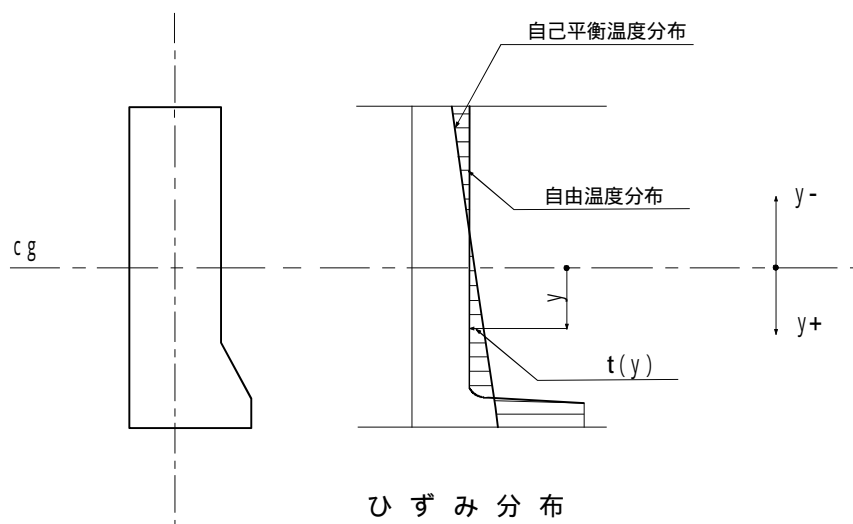


図-7.16 RC高欄内の自己平衡温度分布

このように決定した自己平衡温度分布に基づいて RC 高欄の初期力ベクトルを求める。まず、高欄部材軸(図心軸)に沿って生じる内力(図-7.17 参照)を次式によって求めて初期力ベクトルを算出する。この図心軸に関するものを式(7.8)によって参照軸に関する初期力ベクトルに換算する。

$$\Delta P = \int_A \Delta \varepsilon_{tm}(y) E dA \quad (7.16)$$

$$\Delta M = \int_A \Delta \varepsilon_{tm}(y) E y dA$$

鋼床版箱桁の初期力ベクトルは、7.2.2 と同様な方法による。

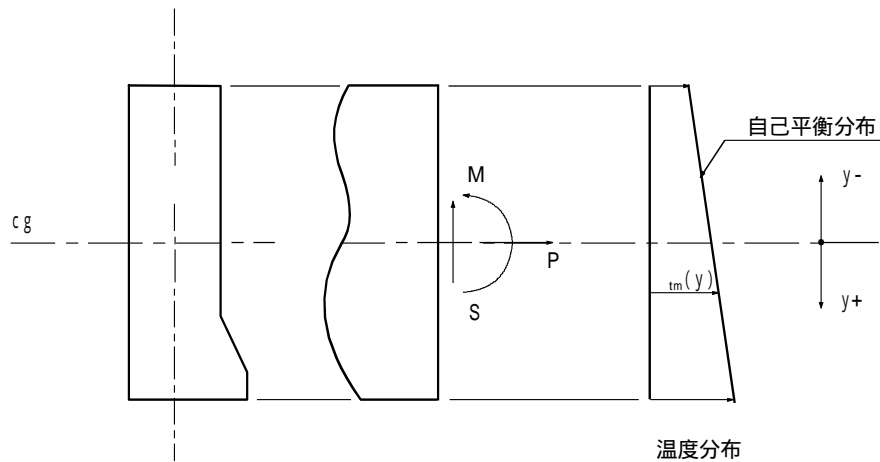


図-7.17 温度変化に伴って断面図心に生じる内力

温度変化に伴う拘束応力によって、高欄コンクリートにひび割れが生じて剛性が低下する影響は、次のように見込む。構造解析によってえられた参照軸に関する断面力と、内力のつり合いが満足するひずみ分布を次式から決定する(図-7.18 参照)。

$$\begin{aligned} N_{ref} &= \int_A \sigma_c (y^{ref}) dA + \sum \sigma_{s,i} \cdot A_{s,i} \\ M_{ref} &= \int_A \sigma_c (y^{ref}) y^{ref} dA + \sum \sigma_{s,i} \cdot A_{s,i} y_{s,i}^{ref} \end{aligned} \quad (7.17)$$

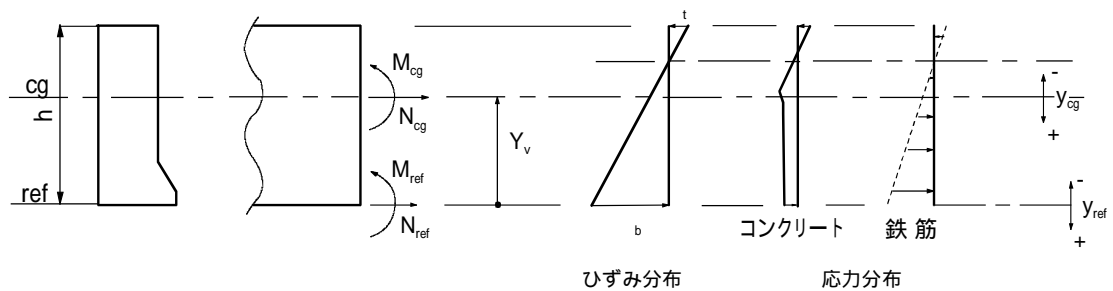


図-7.18 記号の定義

つぎに、図心軸に関する断面力に換算して、この結果を用いて剛性を求める。

$$\text{軸剛性} \quad ; EA = N_{cg} / \varepsilon_m \quad (7.18)$$

$$\text{曲げ剛性} \quad ; EI = M_{cg} / \phi$$

ここで、

$$\begin{aligned} \varepsilon_m &= \frac{\varepsilon_b + \varepsilon_t}{2}, \phi = \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_t}{h} \\ N_{cg} &= N_{ref} \\ M_{cg} &= \int_A \sigma_c (y^{cg}) y^{cg} dA + \sum \sigma_{s,i} \cdot A_{s,i} y_{s,i}^{cg} \\ h &: \text{高欄の部材高} \end{aligned}$$

このときの各剛性を、初期剛性と次式のように関係付けて構造解析に用いる。

$$\alpha = \frac{EA}{EA_0} \leq 1 \quad (7.19)$$

$$\beta = \frac{EI}{EI_0} \leq 1$$

$$\frac{G^2/A}{G_0^2/A_0} = \beta, \frac{G}{G_0} = \sqrt{\alpha \cdot \beta}, \frac{y_v}{y_{v0}} = \sqrt{\frac{\beta}{\alpha}}$$

ここで、下添字0は初期値を、また断面2次モーメントIは図心軸に関するものを表す。

なお、上述のRC高欄応力は、図-7.19に示すように拘束断面力によるものと高欄内の自己平衡温度ひずみと計測(自由)温度ひずみとの差(すなわち、不平衡温度ひずみ)に起因して生じる。この不平衡温度ひずみを初期ひずみと見なして拘束断面力によるひずみに加算して応力度を求める。このとき、鉄筋の応力～ひずみ関係はバイリニアアーに、コンクリートについては式(7.20)のように設定する(図-7.20参照)。なお、この応力～ひずみ関係は、圧縮側は道路橋示方書<sup>20)</sup>に、また引張側は、引張強度以後の引張剛性を考慮することとし、その関係をM.P.Collinsの研究結果<sup>21)</sup>によっている。

$$\varepsilon \leq \varepsilon_{t \max}; \quad (7.20)$$

$$\sigma = \frac{f_t}{1 + \sqrt{500(\varepsilon - \varepsilon_{t \max})}}$$

$$0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{t \max}$$

$$\sigma = E_c \cdot \varepsilon$$

$$\varepsilon_{c \max} \leq \varepsilon < 0$$

$$\sigma = f_c \cdot \left\{ 2 \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c \max}} \right) - \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c \max}} \right)^2 \right\}$$

$$\varepsilon_{cu} \leq \varepsilon < \varepsilon_{c \max}$$

$$\sigma = f_c$$



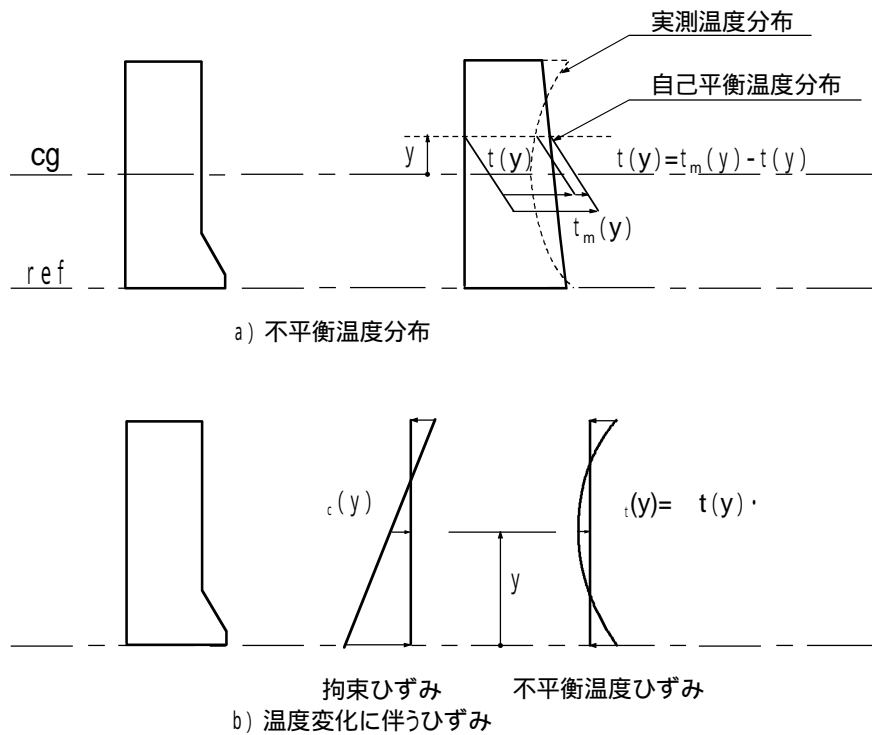


図-7.19 温度ひずみの種類

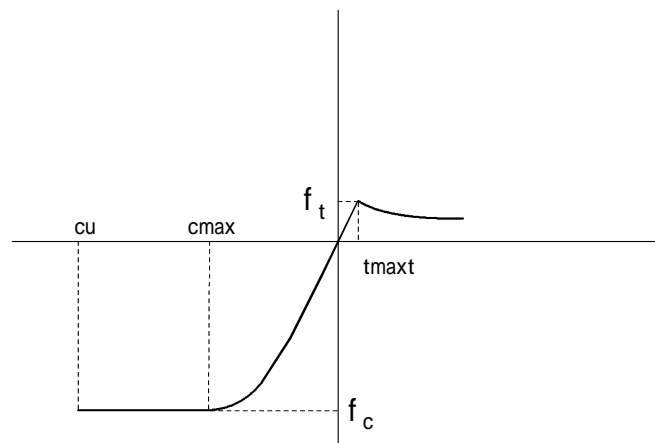


図-7.20 コンクリートの応力～ひずみ関係

以上のような変更を加えた温度応力解析を図-7.21 の流れに従って荷重増分法によって行う。なお、収束は仮定剛性と計算剛性の誤差が 10%以内にあれば収束したと見なす方法によった。

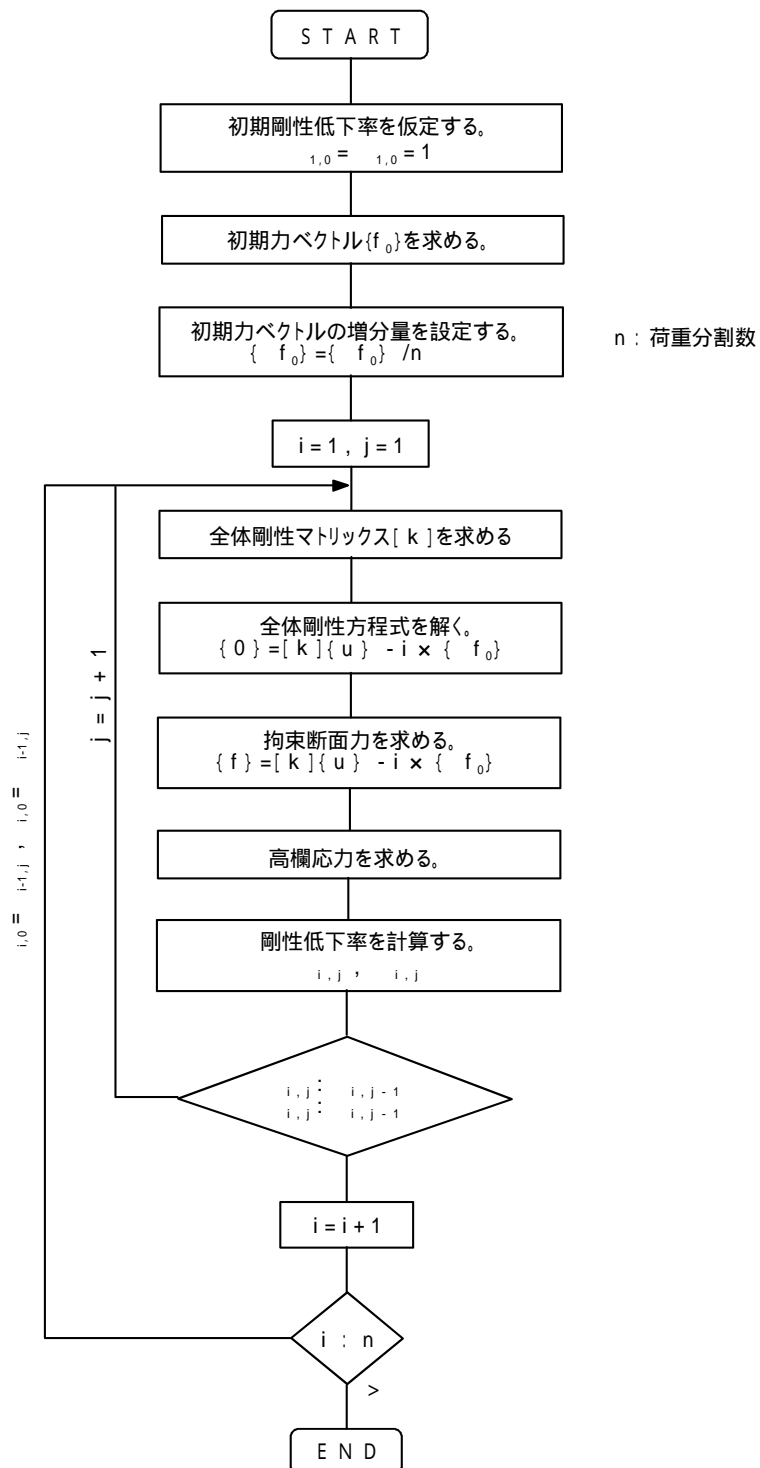


図-7.21 温度応力解析の流れ

### 7.3.2 照査の結果および標準化<sup>15)</sup>

#### (1) 伸縮目地近傍の変形挙動

RC 高欄のひび割れに関する性能を照査するために、前述の境界バネ要素の鉛直方向剛度を推定する必要がある。表-7.3 に示した鳴尾浜第1工区の2径間連続鋼床版箱桁、および図-7.14 に示した石津工区の3径間連続鋼床版箱桁を対象にして鉛直方向バネ剛度を推定した。

2径間連続鋼床版箱桁(鳴尾浜第1工区)の第2径間(L=43.35m)を対象とし、126 セグメント化して解析した。解析には、表-7.5 に示す実測温度変化を用い、使用材料の特性は道路橋示方書<sup>20)</sup>によって設定した。本橋の水平バネ剛度は式(7.10)で求めると、単位長さ当たりの剛度  $9.26 \times 10^3 \text{kgf/cm}$  である。なお、コンクリートの設計基準強度は  $270 \text{kgf/cm}^2$  であるが、引張強度はコンクリート標準示方書<sup>12)</sup>によって見積もった。鉛直バネ剛度を変化させて、伸縮目地の水平変位の解析値と

計測結果がほぼ一致する剛度を求めると、単位長さ当たりの剛度  $1.71 \times 10^3 \text{kgf/cm}$  となった。その結果を表-7.6 に示す。このときの RC 高欄の軸および曲げ剛性の初期剛性に対する比率は、それぞれ 0.90、0.95 と、ひび割れによる剛性低下を示している。

この境界バネ要素のバネ剛度を用いて3径間連続鋼床版箱桁での計測値との比較を行った。解析条件を表-7.7 に、またその結果を表-7.8 に示すが、伸縮目地部および高欄ブロック部ともに解析値は計測値にほぼ一致した結果を示している。

さらに、これらの結果を踏まえて温度変化(温度上昇)時の鋼床版上 RC 高欄の変形挙動を考えると、次のようなことが言える。すなわち、図-7.22 に示すように直射日光によって鋼床版は急激に温度上昇し、伸びと上凸の変形を生じる。RC 高欄は鋼桁の変形に追随しながら、高欄ブロック部は鋼桁に近い部分ほど大きな伸びを示す変形となる。その結果、伸縮目地部は上端ほど

表-7.5 解析に用いた温度条件(鳴尾浜第一工区)

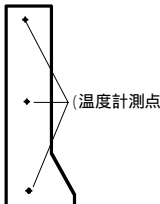
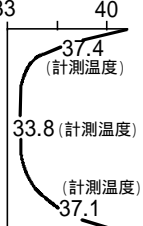
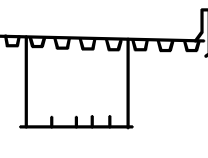
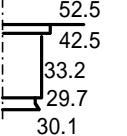
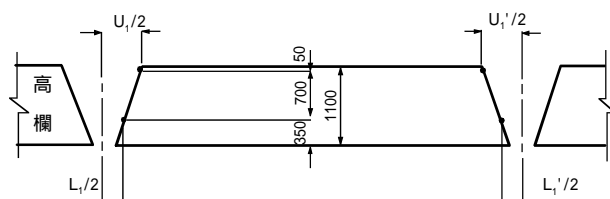
	形 状	温度差分布( )
RC 高欄		
鋼床版箱桁		

表-7.6 伸縮目地の水平変位の比較(鳴尾浜第一工区)

(単位:mm)

	変 位	伸 縮 目 地 部
上 縁	$\frac{(U_i + U_i')}{2}$	実 測 値 2.48 mm
	2	解 析 値 2.03 mm
下 縁	$\frac{(L_i + L_i')}{2}$	実 測 値 1.28 mm
	2	解 析 値 0.82 mm



大きく開くように変形する。

表-7.7 解析に用いた温度条件（石津工区）

	形 状	温度差分布( )
R C 高欄 線膨張係数 = $10 \times 10^{-6} /$		
鋼床版箱桁 線膨張係数 = $12 \times 10^{-6} /$		

表-7.8 解析結果（石津工区）

		(単位: mm)	
		伸縮目地部 ①	高欄ブロック部 ②
上 縁	実測値	0.69	0.93
	解析値	0.58	0.93
下 縁	実測値	0.36	0.08
	解析値	0.23	0.28

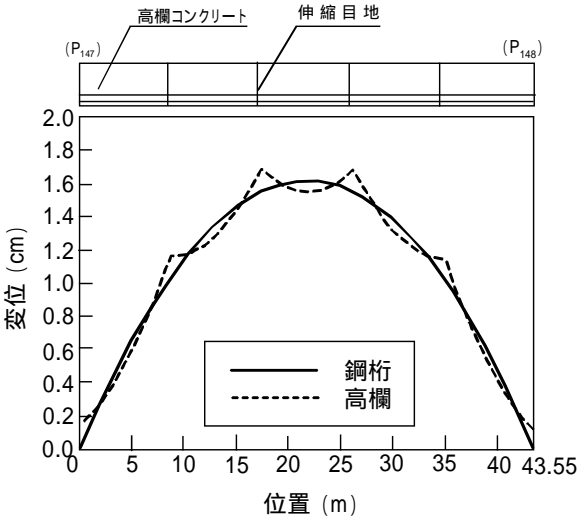


図-7.22 鋼桁・高欄の鉛直変位( 鳴尾浜第一工区 )

## (2) 鳴尾浜第1工区(2径間連続鋼床版箱桁)の高欄の性能照査

上述2径間連続鋼床版箱桁のひび割れ状況を図-7.23に示す。同図のように高欄下端より50cm程度までの範囲に1mの間隔に0.07mmのひび割れが発生している(表-7.3参照)。このひび割れに関して、以下のように解析的な照査を行い、その性能を明らかにする。

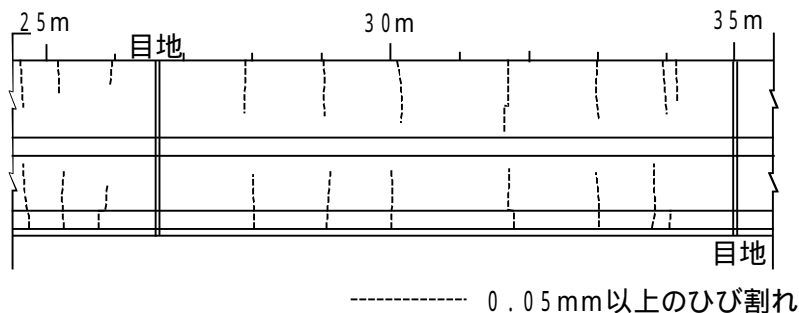


図-7.23 対象橋梁のひび割れ状況図

上記の解析によってえられた結果のうち、高欄の参照軸における拘束断面力を図-7.24に示す。各高欄ブロックに生じる断面力は、ほぼ同様な傾向を示し、最大軸力200tf、最大曲げモーメント28tfmとなっている。このとき高欄ブロックの中央断面の応力状態を示すと、図-7.25のようである。断面内のひび割れは、高欄下端より約40cm上方まで進展する傾向を示しており、上記の調査結果とほぼ一致している。なお、同図の応力には高欄内の不平衡温度ひずみによる応力も考慮している。

また、ひび割れ区間の鉄筋応力度は、 $170 \sim 200 \text{ kgf/cm}^2$ であるが、実測ひび割れ間隔を用いてひび割れ幅をコンクリート標準示方書<sup>22)</sup>に従って求めると、 $0.09 \sim 0.10 \text{ mm}$ となる。この結果は、実測値に比して幾分大きく見積もっている。

しかしながら、解析的には十分な精度で高欄のひび割れ挙動を把握していると言え、かつ性能の照査手法としても有効であると言える。

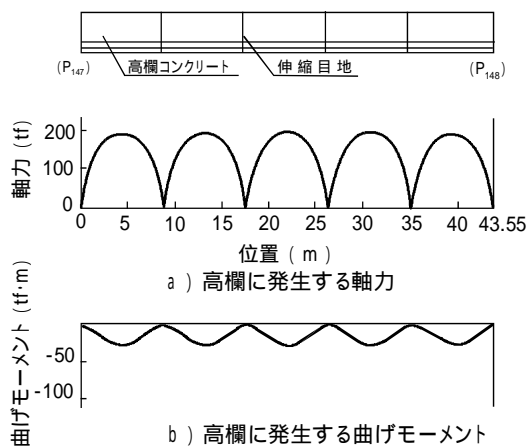


図-7.24 解析結果

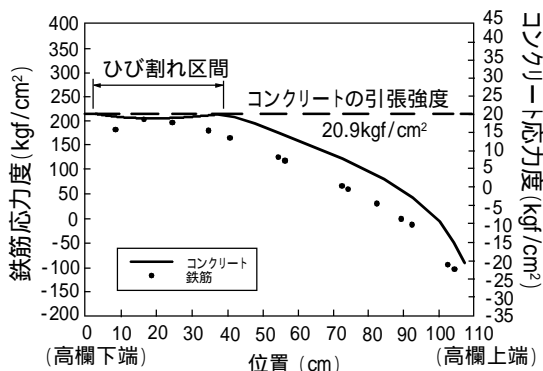


図-7.25 RC高欄内の応力分布

### 7.3.3 性能の実験的検証<sup>15)</sup>

上述のように鋼床版上の RC 高欄に生じるひび割れについて、構造および材料的改良を行った。その結果、ひび割れの本数および幅ともに減少し顕著な改善効果がえられた。しかし、その発生そのものをなくすことは困難で、0.2mm 未満のひび割れが 1m 程度の間隔で生じることを前提とした設計・施工とならざるをえないことも明らかにした。このような状況下で高欄のひび割れに対する性能、すなわち耐久性を確保するために要求されるひび割れ幅として許容できるものであるかどうかを実験的に検証した。

図-7.26 に示すような、RC 高欄の一部をモデル化した供試体を用いた腐食試験を計画した。表-7.9 に供試体の作成および暴露条件を示すが、鉄筋径、かぶりは実橋高欄と同一としている。

また、図-7.27 に供試体に貫通ひび割れを導入するための試験装置を示すが、以下のような正負交番曲げ载荷によって実橋のひび割れを再現した。

高欄側面から 1 点载荷によって载荷直下に曲げひび割れを導入した後、実橋における最小ひび割れ間隔 30cm で順次移動させて 1 供試体につき 3 本のひび割れを導入する。供試体を上下反転させて、ひび割れが生じた同一断面上に 1 点载荷して、ひび割れを貫通させる。

ひび割れ間を同一曲げモーメントとする 2 点载荷により、所定ひび割れ幅となるまで载荷、除荷を繰り返す。

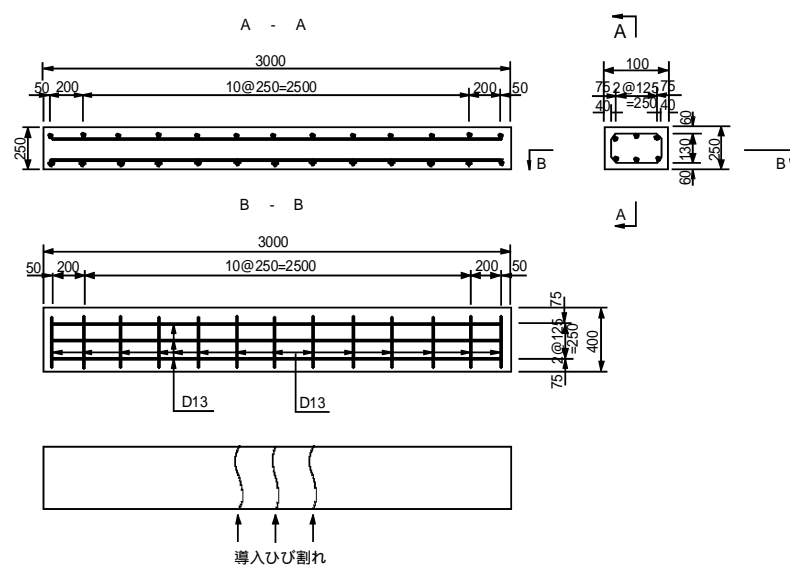


図-7.26 供試体寸法、配筋および導入ひび割れの模式

表-7.10 に導入ひび割れ幅(残留ひび割れ幅)を示すが、目標値に対して 10%程度の差異に収まっており、表-7.9 の実験条件を満足しているものと見なした。

作成した促進腐食試験用供試体は、最初の 2 カ月間中性化促進養生室に収納し、実環境

下で10年間暴露された状況を再現した。このとき炭酸ガス濃度は、通常の大気中の濃度

表-7.9 供試体の作成条件の一覧表

供試体No.	目標ひび割れ幅	補修の有無	養生方法
	0.2mm	なし	中性化(2ヶ月) 大気中の暴露(塩水噴霧)
	0.2mm	樹脂注入+コン クリート表面塗装	中性化(2ヶ月) 大気中の暴露(塩水噴霧)
	0.2mm	なし	大気中暴露
	0.3mm	なし	中性化(2ヶ月) 大気中の暴露(塩水噴霧)
	0.2mm	なし	中性化(2ヶ月) 大気中の暴露(塩水噴霧)

注) 供試体No. は同一条件である。中間時点での確認試験に用いるために設定した。

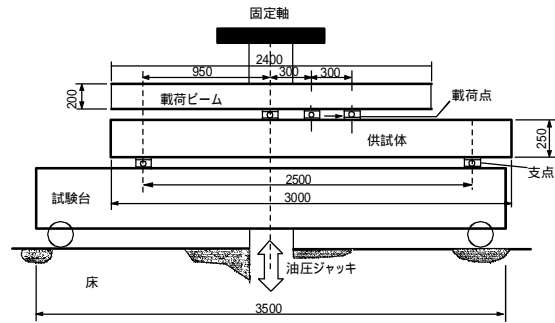


図-7.27 載荷装置の概略図

(0.030～0.034%)の60倍を考慮して2%とした。その後、阪神高速道路公団湾岸線に近接する場所で大気中暴露試験を行った。暴露条件は4カ月で実環境下での10年を再現することとした。そのために、塩分量42mg/dm<sup>2</sup>/1回を週5日噴霧した。なお、No.2 供試体については、中性化促進試験後にひび割れ注入を行い、コンクリート表面に保護材を塗布して暴露試験を行った。

塩水噴霧開始後15カ月経過時点で、いずれの供試体も錆汁の滲出、新たなひび割れの発生は認められなかった。表-7.10 に主筋付近における自然電位を示す。促進腐食供試体(N0.1,4,5)の場合、塩水噴霧の実施により、自然電位測定値がかなり卑な値へとシフトしているが、その後貴な値へ戻っている。これは暴露環境の変化により一時的に活性化された状態となったためと考えられる。6カ月後より再び卑な値へのシフトが観察され、とくにひび割れ近傍の値が大きくなっていることより、鉄筋の腐食が進行していることが窺える。また、ひび割れ幅と自然電位については有意な関係が認められなかった。

以上のように、腐食促進期間の経過とともに鉄筋の腐食が進行していることが窺えるが、供試体表面には錆汁や新たなひび割れの発生が認められないことより、腐食の程度は軽微なものと予想される。

No.5 供試体に関して、塩水噴霧開始後5カ月で曲げ試験(スパン2.5m、載荷点間距離0.6mの2点載荷)を行った。破壊荷重6.83tfでコンクリート標準示方書<sup>23)</sup>によって算定した6.52tfに近い値であった。また、試験後鉄筋をはつりだして腐食状況を目視確認した。主筋と配力筋の交差箇所では軽微な腐食が生じていたが、断面欠損は認められなかった。さらに、中性化深さも平均5.8mmで、一般的な値(岸谷式<sup>24)</sup>)によると、水セメント比50%、経過年数10年で6.4mm)とほぼ同程度の進行速度であった。さらに鉄筋位置まで達していないことを確認した。

以上のようにRC高欄の性能を考える上で、構造上やむをえない0.2mm程度のひび割れは、耐久性に及ぼす影響は小さく性能の障害を引きおこさない<sup>25)</sup>と考えられ、許容しうると結論付けられる。

表-7.10 試験開始6ヶ月後のひび割れ幅一覧

(単位:mm)

供試体 No.	導入時ひび割れ幅 (mm)			試験開始時6ヶ月後における ひび割れ幅 (mm)			
	各測定値		平均	各測定値		平均	
	0.20 0.15	0.20 0.15	0.20	0.25 0.20	0.25 0.20	0.30 0.25	0.24
	0.20 0.15	0.15 0.15	0.18	コンクリート表面塗装実施 のため、測定不可能			-----
	0.20 0.10	0.20 0.20	0.18	0.25 0.15	0.25 0.25	0.20 0.20	0.22
	0.25 0.30	0.25 0.30	0.28	0.30 0.35	0.25 0.30	0.30 0.35	0.31
	0.25 0.15	0.20 0.20	0.19	0.30 0.25	0.25 0.20	0.20 0.25	0.24

注) ひび割れ幅は、クラックスケールを用いて、0.05mm単位で測定を行った。

注) 各欄の6個の数字は下図の  
位置における測定値を右記の  
順に表示したものである。

A -	A -	A -
B -	B -	B -

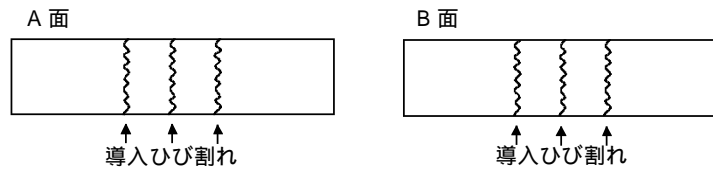
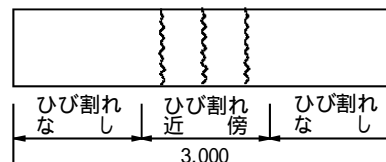


表-7.11 自然電位測定状況

(単位: -mV)

測定 時期	養生条件	供試体No.		供試体No.		供試体No.		供試体No.	
		ひび 割れ 近傍	ひび 割れ なし	ひび 割れ 近傍	ひび 割れ なし	ひび 割れ 近傍	ひび 割れ なし	ひび 割れ 近傍	ひび 割れ なし
促進養生開始前		247	251	264	268	237	233	202	201
1ヶ月後	No. : 中性化促進	265	219	212	214	268	210	249	176
2ヶ月後	No. : 大気中暴露	197	182	200	197	185	175	207	184
3ヶ月後	No. : 大気中暴露 (塩水噴霧)	530	466	210	199	637	367	788	438
4ヶ月後		294	255	198	164	457	288	449	295
5ヶ月後		343	295	108	91	358	219	360	212
6ヶ月後		190	165	110	86	214	129	250	146
9ヶ月後		308	283	138	110	339	230	-	-
12ヶ月後	No. : 大気中暴露	360	314	167	93	374	258	-	-
15ヶ月後		414	347	118	79	401	285	-	-

注: 銅 - 飽和硫酸銅電極を用いた。  
ひび割れ近傍およびひび割れなしの各測  
定値は右に示す範囲のすべての定測結果  
を平均したものである。





#### 7.4 まとめ

建設時に発生する鋼床版上の RC 高欄のひび割れが、設計・施工上の課題として取り上げられてきた。本研究では、このひび割れを RC 高欄の耐久性に関わる性能を阻害する要因と考えて、設計・施工面に亘って検討した。鋼床版上の RC 高欄を鋼とコンクリートの複合部材として捉え、ひび割れ原因の解析的推定、構造および材料的改良とその試験施工による確認、解析的手法による性能の照査、さらに耐久性に関わる実験的検証を行い、以下のような結論をえた。

##### (1)原因の解析的推定および構造的改良に関する解析的検討

ひび割れ発生メカニズムを推定すると、高欄コンクリートの収縮が鋼床版箱桁によって拘束されること、あるいは鋼床版箱桁の温度上昇による変形を RC 壁高欄が拘束することが挙げられる。これらの拘束応力を、RC 高欄と鋼床版箱桁とを一体的な構造としてモデル化して解析的に求め、ひび割れ原因を推定した。その結果、次のことが明らかになった。

収縮および温度による拘束応力によって RC 高欄に純引張応力状態が生じる。

生じる収縮応力の大きさはコンクリートの引張強度の 1/2 程度で、単独ではひび割れ原因となりにくい。

温度応力はコンクリートの引張強度を大きく上回り、貫通するように高欄上端から下端へ向かってひび割れが生じる。

この貫通ひび割れパターンは実橋でも確認されているもので、主原因は温度応力によるものと考えられる。

従来より、数多く採用されてきた RC 床版鋼桁について、上記の温度および収縮解析を行って拘束応力を評価すると、コンクリート強度の 1/4 程度でひび割れの発生する可能性が小さい。このことも実橋の傾向と合致している。

伸縮目地を 10m 程度の間隔に設置することで、目地近傍の拘束応力を低下させてひび割れ発生を抑制することが可能であることを解析的に明らかにした。なお、4m 程度の間隔で設置すれば、ひび割れ発生を防止できることも明らかにした。

##### (2)試験施工による確認

鋼床版上の RC 高欄に発生するひび割れに対する対策として、構造および材料的改良について検討し、その改善効果を試験施工によって確認した。その結果、次のことが明らかになった。

コンクリートの収縮を少なくすることもひび割れ防止の観点から望ましい。この点に関して収縮低減剤や膨張材の添加による収縮特性の改善が期待でき、材料的改良として採用しうる。

これらの構造的改良と材料的改良を組み合わせ、その効果を試験施工によって確認した。その結果、ひび割れ面積 ( $\text{cm}^2/\text{m}$ ) は、無対策に比して 1/4 程度に減少し、かなり大きな改善効果がえられた。

##### (3)解析的手法による性能の照査

試験施工の結果、ひび割れをなくすることが困難であることも明らかとなったが、耐久的に許容しうるものである。このようにひび割れ面積を小さくして耐久性を維持し性能が確保できる高欄を標準化した。すなわち、膨張コンクリートを使用し、伸縮目地間隔を 10m 程度とし、かつ高欄内の配筋径を D13 から D16 に上げてひび割れ幅を制御できる高欄を採用した。伸縮目地部近傍の変形に着目した新たな解析的手法を示し、この改良高欄に対して温度応力によるひび割れに関する性能を照査した。その結果、次のようなことを明らかにした。

高欄下端から 40cm の範囲に 0.1mm 程度のひび割れが発生することを解析的に明らかにした。この点については、ほぼ実橋でのひび割れ状況と一致した結果で、高い精度で性能を照査しうることを示した。

#### (4) 耐久性に関わる実験的検証

RC 壁高欄の一部をモデル化した供試体を用いて促進腐食試験を実施し、一般的な環境下における耐久性に関して実験的検証を行った。その結果、次のようなことを明らかにした。

導入した 0.2 および 0.3mm のひび割れを有する供試体を実環境で 10 年に相当する促進中性化および促進腐食させたが、軽微な腐食しか確認できなかった。したがって、この程度のひび割れが存在することによって高欄の耐久性が低下すると思えにくいと言える。

## 参考文献

- 1) 南荘淳他、“鋼床版上 RC 壁高欄のひびわれ対策”、pp.300～301、-137、土木学会第45回年次学術講演会、平成2年9月
- 2) 高田佳彦他、“鋼床版上 RC 壁高欄のひびわれ対策試験工事”、pp.46～47、-10、土木学会第46回年次学術講演会、平成3年9月
- 3) 森喜仁他、“鋼床版上 RC 壁高欄のひびわれ対策”、pp.105～114、阪神高速道路公団技報第11号、1991
- 4) 村田二郎他、“コンクリートの科学と技術”、pp.165～166、(株)山海堂、平成8年3月
- 5) 土木学会、“平成8年制定コンクリート標準示方書 施工編”、pp.185～186、(株)丸善、平成8年3月
- 6) 東京天文台編纂、“理科年表”、丸善(株)、昭和62年
- 7) 橋場盛他、“鋼床版上の RC 高欄のひびわれ対策検討”、pp.753～758、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.14 NO.2、1992
- 8) たとえば、W. マクガイア他著、川井忠彦監訳、“マトリックス構造解析”、丸善(株)、1981
- 9) 阪神高速道路公団、“高欄ひびわれ対策検討業務 報告書”、平成2年3月
- 10) 阪神高速道路公団、“高欄ひびわれ対策検討業務(その2) 報告書”、平成3年3月
- 11) 阪神高速道路公団、日本材料学会、“コンクリート基礎性状に関する調査研究(その2) 報告書”、pp.140、1983.3
- 11) 道路協会、“道路橋示方書・同解説 コンクリート橋編”、pp.85～90、昭和53年1月
- 12) 土木学会、“昭和61年制定コンクリート標準示方書 設計編”、pp.18、昭和61年10月
- 13) 橋場盛他、“床版形式の違いと RC 高欄のひび割れに関する一考察”、pp.1126～1127、第20回日本道路会議論文集、平成5年
- 14) 阪神高速道路公団、“高欄ひびわれ対策検討業務(その5) 報告書”、平成6年3月
- 15) 橋場盛他、“温度上昇に伴う鋼床版上 RC 高欄の挙動に関する研究”、pp.131～140、土木学会論文集、No.544/5-32、1996.8
- 16) 橋場盛他、“鋼床版上 RC 高欄のひびわれ発生メカニズムについて”、pp.1391～1396、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.18 NO.2、1996
- 17) Fisher, J.W. et al, “Shear strength of stud connectors in light-weight and normal-weight concrete”, pp.55～64, jour. of AISC ENG., No.5, 1971
- 18) 日本コンクリート工学協会、“マスコンクリートの温度応力研究委員会 報告書”、pp.47～61、1985.11
- 19) 村田二郎他、“コンクリートの科学と技術”、pp.178～191、(株)山海堂、平成8年3月
- 20) 道路協会、“道路橋示方書・同解説 コンクリート橋編”、pp.117、平成2年2月
- 21) Collins, M.P. et al, “Prestressed Concrete Structures”, pp.347, Prentice-Hall, 1991

22) 上記 13)、pp.77～78

23) 上記 13)、pp.46

24) 岸谷孝一、“鉄筋コンクリート耐久性”、鹿島出版会、1963

25) 岡田清編、“コンクリートの耐久性”、朝倉書店、1986

## 第 8 章

結

論

### 8.1 本研究の成果

本研究は、コンクリートの時間依存性ひずみなどによってコンクリート構造物の応力や変形が時間の経過とともに変化する現象を取り上げ、構造物のひび割れや変形などの使用性能に関する照査指標に着目した照査の方法、および性能確保のための設計・施工に関わる対策などを、実構造物における計測結果と比較しながら主に解析的方法によって研究したものである。以下に、本研究によってえられた知見を総括し、コンクリート構造物の時間依存性応答と使用性能の照査に関わる問題などを明らかにして、研究成果とする。

第 3 章では、時間依存性ひずみの予測がコンクリート構造物の応答(応力、変形)に及ぼす影響について検討し、現行設計法に含まれる問題点について言及した。その予測法として、国内設計基準(コンクリート標準示方書、道路橋示方書)を取り上げ、逐次法を用いて解析的に行った。

コンクリートとしての予測法と予測結果について見ると、部材の厚さに関係付けられる。コンクリート標準示方書では、部材厚の増加(167～300mm)に伴って収縮ひずみは比例的に急激な減少を示すが、クリープひずみはほとんど変化しない特徴がある。道路橋示方書では、ともにその変化の割合は小さく、収縮ひずみは直線的な減少を、またクリープは逆に増加する傾向が見られた。さらに、コンクリート標準示方書では、道路橋示方書に比して早期に終了することを予測する傾向がある。

コンクリート構造物の応答との関係について見ると、予測におけるひずみの進行とほぼ同様な傾向を示す。また、応力応答には予測方法の差違が小さいが、変位応答にはその差違が明確化する場合が見られた。

コンクリート応力に関して、本解析と常用設計の値とはかなり異なり、内部拘束を考慮した設計式の採用が望まれる。とくに、引張応力の発生を許容するパーシャルプレストレストコンクリート構造物では、このことによってひび割れが発生することも考えられ、性能を阻害することも起こりうる。

第 4 章では、コンクリートとコンクリートの複合構造であるオーバーレイ・コンクリート舗装版を取り上げた。既往研究における問題を明らかにするとともに解決する方法を示し、時間依存性ひずみと使用性能についてその影響要因を整理した。さらに、損傷の発生に対する解析的検討を加え、その結果を踏まえて性能確保のための施工的対策を示した。

既往の方法(R.H.Ghosh の方法)を適用する場合、時間依存性ひずみの予測値を用いるとともに、有効ヤング係数  $E_{eff}=E/(1+2)$  を用いる必要がある。また、支持力係数が  $10\text{kgf/cm}^3$  以上の路盤では、その影響について注意する必要がある。

収縮応力は早期に収束する傾向を有している。新旧コンクリート面の特性は版端部の応力のみに影響し、また路盤材の特性は版中央部の曲げ応力に顕著に影響する。なお、

10kgf/cm<sup>3</sup>以上であれば、ほぼ一定な応力状態となる。

オーバーレイ・コンクリートが一様に収縮する環境下では、発生応力の大きさも小さく、使用性能の低下をもたらすような浮きや剥離と言った損傷は生じにくいと考えられる。しかし、オーバーレイ・コンクリートの下面、すなわち旧コンクリート面に近いほど収縮が大きい収縮差が生じる環境下では、版端部の直応力によって上記損傷が生じることも予想される。

損傷に対する対策として、版周縁部にアンカー鉄筋を配置する、旧コンクリート面との間を遮水層とする、さらにオーバーレイ・コンクリートの収縮そのものを低減する方法が挙げられるが、耐久性、施工性、経済性などを勘案して決定することが望まれる。

第 5 章では、プレストレストコンクリート橋のうち、変形に鋭敏な有ヒンジラーメン橋を対象に、時間依存性変位を長期計測値と対比させて影響要因を解析的に検討し、さらにひび割れ発生に対する性能の照査を行った。

道路橋示方書による時間依存性ひずみの予測値では、長期計測値の 60～70%とかなり小さく変位を見積もることを明らかにした。また、コンクリートのヤング係数も大きく影響する。同示方書におけるこれら規定値の妥当性を確認することが望まれる。

計測値を最も良く表現しうる時間依存性ひずみやヤング係数の予測値に対して、その応力応答を求めたが、設計値が安全側の評価を与える傾向にあることを確認できた。このことから、ひび割れ発生に対する性能照査として、従来の設計手法(許容応力度設計法)を採用しうるものと考えられる。

変位に対する性能を照査する上で、設計段階で影響要因であるコンクリートの特性を正確に見積もることが重要である。さらに、これら要因を精度よく設計計算に取り入れうる手法を一般化することも大切である。本研究に用いた手法の有用性を示したが、今後その一般化を図り、汎用性を持たせることが課題であると考えている。

ここで取り上げた構造形式の橋は、昭和 30～40 年代に多数建設されたものである。時間依存性変位に敏感な構造系を避け、より高い不静定次数の構造系を採用することで、本形式橋の抱える課題、すなわち過大なヒンジ部の変形を解消しうる。このことは、昨今の目覚ましい材料の高強度化、さらに長足の設計技術の進歩によって十分に可能である。

第 6 章では、プレストレストコンクリート橋の拡幅における、時間依存性ひずみと使用性能について研究を行った。拡幅橋の挙動と要求性能を明らかにし、性能確保のための一体化時期を解析的に検討した。なお、一体化時期は新設桁のプレストレス導入後、一体化までの放置期間を意味し、その間に生じる時間依存性ひずみが既設桁に及ぼす影響を除外することを目的としている。

一体化時期が新設および既設桁の応力・変位に及ぼす影響は、それほど顕著ではない。既

設部で最も応力的に危険となる部材は端横桁で、現行設計法と同様にフルプレストレス部材として設計するには、実施例に見られるように 6 カ月以上の一体化時期を確保することが必要である。

一体化部である 2 次床版には、2 次床版コンクリートの収縮によって引張応力が、また新設桁の収縮によって水平せん断応力が生じる。一体化時期が早いほど、水平せん断応力は大きくなるが、引張応力は小さくなる傾向がある。RC 構造である 2 次床版に対しては、一体化時期を遅らせるとひび割れの発生も予想される。

拡幅橋の性能には、新設部コンクリートの時間依存性ひずみ特性のうち、桁および 2 次床版コンクリートの収縮特性が大きく寄与する。一般的に橋梁上部構造に用いられるコンクリートでは、4～6 カ月の一体化時期が性能確保の上で妥当であると考えられる。しかし、収縮の生じないコンクリートが実用化されれば、一体化時期 1 カ月でも可能となり、収縮特性の改善が強く望まれる。

第 7 章では、鋼とコンクリートの複合構造である鋼床版箱桁上の RC 壁高欄について、建設時のひび割れ発生と言った設計・施工上の課題を取り上げた。この使用性能の阻害要因であるひび割れを解析的に推定し、その結果に基づいて構造および材料的改良を検討し、試験施工によってその有効性を確認した。さらに解析的に改良高欄の性能を照査して使用性能の確保を検証するとともに、促進腐食試験によって実験的にも明らかにした。

鋼床版上 RC 高欄に発生するひび割れの発生は、鋼床版の急激な温度上昇による変形を RC 高欄が拘束するためによる。その際に発生する拘束温度応力はほぼ純引張応力状態を RC 高欄にもたらし、高欄を上端から下端へ貫通するようにひび割れが形成されることを解析的に明らかにした。あわせて、従来から数多く採用されてきた RC 床版上 RC 高欄についても、発生引張応力度がコンクリートの引張強度の 1/4 程度と、ひび割れ発生の可能性が小さいことも解析的に明らかにした。これらの傾向は実橋の状況と一致している。

鋼床版上 RC 高欄の構造および材料的改良(すなわち、伸縮目地間隔 10m 程度とし、配力鉄筋径を D13 から D16 に変更し、さらに膨張材(35kgf/m<sup>3</sup>)を内割配合した普通コンクリートの使用)を提案した。この改良高欄のひび割れに対する照査をコンクリートの非線形性を考慮した手法を用いて実施した。その結果、ほぼ実橋のひび割れ状況と一致した、高欄下端から約 40cm の範囲に 0.1mm 程度のひび割れが発生することを解析的にシュミレートでき、十分な精度でひび割れに対する照査を行いうことが明らかにした。

試験施工によって、本改良高欄のひび割れ性状についても確認した。その結果、ひび割れ面積(=単位長さ当たりのひび割れ幅×ひび割れ長さ)を無対策の場合の 1/4 程度に減少させることが明らかとなったが、完全に無くすることが困難であることも明白となった。

試験施工で確認されたひび割れ幅より幾分大きい 0.2 および 0.3mm のひび割れを挿入した高欄供試体を用いた促進腐食試験を行い、実環境 10 年程度では軽微な腐食しか認められ



ないことを実験的に検証した。このことから、実橋高欄に発生するひび割れは耐久性の観点からも許容できると考えている。

## 8.2 設計実務者の今後の姿

兵庫県南部地震に対する震災の経験から、コンクリート構造物の耐震性能の向上が愁眉の課題として鋭気研究され、設計実務に取り入れられている。その後、構造物に要求される性能を明らかにし、設計に反映する考え方が一般化しつつあり、設計基準として整備されつつある<sup>1)、2)、3)</sup>。いわゆる性能設計とよばれるもので、構造物を取り巻く種々の作用に対して所期の性能を発揮できるように設計する性能規定型の設計である。設計実務者は、構造物の所有者あるいは管理者である使用者が期待する所期の性能、言い換えれば要求性能を具体化させた構造物を設計する必要がある。

本研究は、これまで慣用されてきた仕様規定型の設計で、暗黙の所期の性能が発揮されずに損傷をもたらした構造物を主に研究の対象としたものである。しかし言い換えれば、とくに性能設計における使用性能を照査する指標となりうるたわみ、変形、さらに応力などの構造物応答<sup>4)</sup>と、コンクリートの時間依存性ひずみを関連させ、照査のための手法を明らかにし、かつ実務的な解決を果たした成果でもある。ここで取り上げた設計的な課題について、必ずしも解決できたわけではないが、仕様規定型の設計において配慮すべき事項を列記すると次のようである。なお、これらは性能規定型の設計に置き換えると、その性能照査において手法的に解決すべき課題とも言える。

- (1) コンクリートの時間依存性ひずみの予測が構成方程式によって表現され、高度化が図られている。建設場所の環境条件など不確定な要因によって、その予測値と異なったひずみによってもたらされる結果、すなわちコンクリート構造物の応答を認識する必要がある。本研究では、構造物応答のうちで、とくにたわみや変形に差異が大きいことを示した。
- (2) さらに、合理的と考えられてきた設計の簡略化が慣用化している。たとえば、プレストレストコンクリート構造物の応力度算定において、PC鋼材の応力度を安全側に評価できるように簡略化されている。すなわち、断面内に配置された時間依存性ひずみの生じない鉄筋やPC鋼材の影響を考慮せずにコンクリート応力度を算定している。その結果、コンクリートに生じる引張応力が無視され、場合によってはひび割れをもたらすことも予想される。とくにパースシャルプレストレストコンクリート構造では、注意する必要がある。このことは、時間依存性ひずみの予測に関わる問題と言うよりも、コンクリート応力度の算定上の簡略化に由来するもので、構造物の要求性能と設計精度を関連させることが肝要である。
- (3) コンクリートの時間依存性ひずみのうち、収縮現象に由来するひずみが構造物に好ま

しくない影響を及ぼす、舗装のコンクリート・オーバーレイ、橋梁の一体拡幅について本研究で例示した。コンクリートの収縮特性を大きく改善することが、コンクリートを建設材料としてより一層飛躍させるものと考えられ、コンクリートの多機能化のための開発指針になる。さらに設計面では、収縮ひずみの正確な予測のみならず、クリープ緩和の影響を考慮したヤング係数を用いるなど十分な配慮が要求される。

- (4) 温度変化によるコンクリートのひずみも広義の時間依存性と考えられる。コンクリートと鋼の混合あるいは複合構造では、両者の熱的特性の違いが顕著に生じる。本研究では、鋼床版上に設置された RC 高欄のひびわれについてその原因と対策を明らかにした。これは構造特性によって熱的特性が顕在化した例であるが、設計者として構造とそれを構成させる材料について知見を持つことが肝要で、対象としたひび割れのようにそれが、不可避な現象であれば、構造物の負の性能として認識すべきである。また、そういった設計を心掛けるべきである。

従来、コンクリート構造物は幾多の基準や規定に従い使用材料を選定し、構造物の設計および施工を行うことでメンテナンスフリーであると言われてきた、ただし善意な技術者と良好な供用環境を前提にすればということを暗黙の了解として。この前提条件に対する個々の技術者の認識度や技術的水準にも相当の相違があり、コンクリート構造物の耐久性に対する危機感が表面化している<sup>3),4)</sup>。上記の設計上の配慮事項も、この種の暗黙の事項に含まれていると思われるが、これらを具体的な設計条件として明示して構造物の性能を表示する必要がある。そのためにも、構造物の供用から解体やリサイクルまでのライフサイクルのシナリオをデザインし、マネジメントする必要がある<sup>5)</sup>。

言い換えれば、構造物の性能を明らかにし、供用期間内に受けるであろう地震や自動車などの荷重作用、さらに環境作用などを時空間的にプログラムし、その抵抗性を確保するための維持管理・構造・施工の総合的計画が要求されている<sup>5)</sup>。このことをより具体的に表現すれば、構造物の性能を供用期間に亘って要求水準以上に保持するために、どのような維持管理を行い(維持管理法)、どのような材料を使って(使用材料)、どのような理念で、あるいは手法によって設計し(設計法)、どのような工法によって施工するか(施工法)をデザインすることと言える。

設計者は、所有者あるいは管理者が期待する性能を構造物に付与するために上記のシナリオデザインを示す役割を担っている。暗黙の了解の排除あるいはリスクの明示と、それに基づくシナリオデザインを行うことが善良な善意ある設計者と言える。

最後に、本研究は前述のように性能規定型設計における使用性能について性能照査のための指標とその手法を、設計現場で実際に遭遇するであろうコンクリート構造物を対象としたものである。今後、性能という言葉をわかりやすく表現し、市井の人々と共通認識が

持てるものにすることが必要である。すなわち、人間の顔をした科学的な性能表現が求められている。構造物の銘板に設計者名を刻むことの復活<sup>1),6)</sup>は、責任の明確化とともにこの点にも大きく貢献するものと考えられる。そのための努力を惜しんではないし、真摯な設計者に成長したいものである。

#### 参考文献

- 1) 土木学会、“平成11年版 コンクリート標準示方書-耐久性照査型-施工編”、平成12年1月
- 2) 土木学会示方書小委員会、“コンクリート標準示方書 維持管理編”、平成12年6月
- 3) 建設省他、“土木コンクリート構造物耐久性検討委員会の提言”、平成12年3月
- 4) 宮川豊章、“プレストレストコンクリート構造に求められる性能”、pp.19~24、プレストレストコンクリート、Vol.41、NO.6、1999.11
- 5) 宮川豊章、“土木コンクリート構造物のためのシナリオ-シナリオデザインへの招待-”、pp.20~26、セメント・コンクリート、NO.632、1999.10
- 6) 国土政策機構編、“国土を創った土木技術者たち”、pp.180~184、鹿島出版会、2000.2

謝

辭

## 謝 辞

私は、立命館大学大学院修士課程を卒業して以来 20 年余りを建設コンサルタント会社に勤務してきました、現在も勤務しています。その間、コンクリート構造物の計画、設計、調査、さらに試験解析などに係わってきました。本論文は、そういった実務の場面で出会った業務のうち、コンクリートの時間依存性ひずみに関する内容を取りまとめたものです。

本論文の作成に当たり、ご指導ご助言を頂いた宮川豊章京都大学大学院教授、小野紘一京都大学大学院教授、田村武京都大学大学院教授に謝意を表します。

この課題に本格的に取り組むきっかけとなったのは、(社)建設コンサルタンツ協会近畿支部の委員会活動でした。その当時は、岡田清京都大学名誉教授が委員長をされていたが、その後故藤井學京都大学教授がなされた 6 年間在籍しました。その間、栗田章光大阪工業大学教授にご教授願えたことが、このような形になしえたと考えています。

さらに、実社会での 20 年余りを関西で過ごし、コンクリート構造に深く係わることに恵まれました。このような環境の下で活力と好奇のある私を送れたことに、いま大いなる感慨をもっています。そのようななかで終始懇切丁寧なご指導を頂いた、小林和夫大阪工業大学教授、恩師の児島孝之立命館大学教授に深く感謝致しています。高木宣章立命館大学教授には、学生時代から数多くのご助言・ご援助を頂き、心から感謝しています。さらに、今も在籍していますコンクリート研究会(例会)・若手コンクリート研究会の皆様にも励ましを頂き、お礼申し上げます。

もちろん、このような業務に恵まれたからこそ、日本道路公団、阪神高速道路公団の方々に深く感謝しています。さらに、その遂行に当たり、私の在籍しています株式会社オリエタルコンサルタンツの方々、とくに佐中育郎前関西支社長の深いご理解、ご援助によるものです。さらに外部発表しました研究成果のリストを文末に載せさせて頂くとともに、共同研究いたしました方々に謝意を表する次第です。

多くの方々のご支援ご援助により、何度かの挫折をも克服して本論文をまとめることができたことは幸甚の極みと考えています。兵庫県南部地震を郊外電車の中で経験しました。そのとき、『人間万事塞翁が馬』を実感したような気持ちになりました。時代が峠を迎えた頃に、このような形になしえなかったことに惜念を感じています。しかし、下り坂のなかででもまとめ上げられたことに責務を果たした開放感も感じています。

その大震災からの復興にも業務などを通じて関わることができ、設計技術者として更なる誇りが持てました。本論文をはじめとして、今後の人生に大きな励みを与え、社会へのさらに大きな貢献が果たして往けるものと考えています。設計という限られた枠を越えて、コンクリートという身近な存在を通して、さまざまな場面や場所で共生していきたい。

最後に、仕事に多くの時間を割くことを快く認めてくれた、妻の説子、娘の友子と倫子に感謝したい。さらに、このような生き方をさせてくれた、私の両親や姉たちに。

発表研究成果一覧

《第3章》

橋場盛・吉田任継・鈴木克佳・児島孝之、“ -87 設計基準におけるコンクリートの時間依存性ひずみの予測に関する考察 ”、pp.174～175、土木学会第54回年次学術講演会、平成11年9月

《第4章》

橋場盛・森田信彦・児島孝之、“ 複合コンクリート舗装版の乾燥収縮応力 ”、pp.25～31、舗装、Vol.27、NO.9、1992

橋場盛・森田信彦・児島孝之、“ 複合コンクリート舗装版の収縮応力に関する検討 ”、pp.1～6、コンクリート工学論文集、Vol.4、NO.1、1993.1

橋場盛・森田信彦・三矢寿、“ 複合コンクリート舗装版の収縮応力に関する考察 ”、pp.810～811、第19回日本道路会議論文集、平成3年10月

《第5章》

橋場盛・石塚幹剛・宮川豊章・児島孝之、“ PC 有ヒンジラーメン橋の時間依存変位に関する検討 ”、pp.13～20、土木学会論文集、No.240/ -21、1993.11

《第6章》

橋場盛・酒井秀昭・佐藤純・森田信彦、“ PC 拡幅橋の一体化時期に関する解析的検討 ”、pp.33～38、橋梁と基礎、1994.4

Hashiba,M.,Morita,N.,Tanaka,T.,” Analytical Study on Prestressed Concrete Widened Bridge without Longitudinal Joint ” , pp.1359～1366 , FIP Symposium , 1993

《第7章》

橋場盛・高田佳彦・三矢寿、“ 鋼床版上の RC 高欄のひびわれ対策検討 ”、pp.753～758、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.14、NO.2、1992

東定生・松本茂・橋場盛、“ 床版形式の違いと RC 高欄のひび割れに関する一考察 ”、pp.1126～1127、第20回日本道路会議論文集、平成5年

幸左賢二・児島孝之・橋場盛・鈴木宏信、“ 温度上昇に伴う鋼床版上 RC 高欄の挙動に関する研究 ”、pp.131～140、土木学会論文集、No.544/5-32、1996.8

黒木勇治・幸左賢二・橋場盛・児島孝之、“ 鋼床版上 RC 高欄のひびわれ発生メカニズムについて ”、pp.1391～1396、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.18 NO.2、1996

以上